

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

CHERBI Fatma

KAMELI Dalila

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**Etude de la chaine d'adduction de la commune de
Barbacha (W Bejaia) à partir du piquage Tichy - Haf**

Soutenu le **30 /06 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **M^r A.ALLOUACHE**
- Promoteur: **M^r I.BENDAHMANE**
- Examineur : **M^r A.HAMMOUCHE**



Remerciements

Remerciements

Voici enfin que ce modeste travail arrive à terme. On tient à exprimer toutes notre reconnaissance à ceux qui au long de ce mémoire nous ont apporté leur soutien, la participation de certains a été décisive pour l'aboutissement de ce travail qu'il nous est agréable de présenter Tout particulièrement :

- On remercie dieu le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.
- On tient tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude et un grand respect à notre promoteur Mr BENDAHMANE.I pour son soutien indéfectible et sa patience à toute épreuve afin que ce mémoire soit mené à bien.
- On remercie tous nos Enseignants de département d'hydraulique et particulièrement Mr BREKSSI.A, Mr HAMOUCHE.A et Mr SAOU.A pour l'aide précieuse, qu'il nous a apportés durant notre formation
- Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepter de juger notre travail.
- Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Fatma Dalila

Dédicace

*En signe de respect et de reconnaissance je dédie ce
modeste travail à:*

-La mémoire de mon grand père

Md- Améziane que dieu est pitié de son âme.

*-Mes chers et tendres parents qui m'ont tout donné,
Encouragements, soutiens et surtout amour .Que dieu le
tout puissant les protège.*

- Mon futur époux Samir et sa famille.

*-Mes très chers adorables neveux Mohamed Rahim et
Akssil.*

-Ma très chers sœur Radia et son époux Hakim.

-Mes très chers frères: Abdessalem, said, et Farid.

- Mes très chères belles sœurs Mahina, Lamia.

*-Mon oncle Hanafi qui ma encouragé et sa famille son
oublier Sabiha qui m'a aidée.*

*-A mon amie et collègue Dalia, merci pour sa
compréhension, ainsi que sa famille.*

*- Ames amies: Razika, Nedjwa, Tata, Sara, Nora,
Fouzia, Nihad, Yasmina .*

Fatma

Dédicace



- *A mes très chers parents dieu vous protège, vous apporte santé et vous garde pour nous.*
- *A mes frères Mohamed, Ali, Djelloul et Brahim.*
- *A ma grande sœur Hassina et son marie Mohand*
- *A mes neveux Lyes, Kaissa, Djegjiga, Malek, Siham*
- *A tout ma famille*
- *A mon amie et binôme Fatma et à tout sa famille*
- *A mes amis Sara, Nora, Fouzia.*

DALILA

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau	
I-1 Présentation de site	02
I-1-1 Situation géographique	02
I-1-2 Topographie de la région	03
I-1-3 Données climatique	03
I-1-3-1 Pluviométrie	03
I-1-3-2 Température	03
I-1-3-3 Les vents	03
I-1-4 Données Démographique	04
I-1-5 Données hydraulique	04
I-1-6 Données hydrographique	04
I-2 Estimation des besoins en eau	05
I-2-1 Estimation de la population	05
I-2-2 Norme de consommation	06
I-2-3 Calcul des besoins	07
I-2-3-1 Besoins domestiques	07
I-2-3-2 Besoins administratifs	08
I-2-3-3 Besoins socioculturels	09
I-2-3-4 Besoins scolaires	09
I-2-3-5 Besoins sanitaires	10
I-2-3-6 Besoins industriels	10
I-2-4 La consommation moyenne journalière	10
I-2-5 Majoration de la consommation moyenne journalière	11
I-2-6 Calcul du débit maximum journalier (Q_{maxj})	12
I-2-7 Calcul du débit pointe (Q_p)	13
Chapitre II : Les réservoirs	
II-1 Introduction	16
II-2 Caractéristiques du réservoir	16
II-3 Choix du site d'implantation	16
II-4 Classification des réservoirs	16
II-5 Choix du type de réservoirs	17
II-6 Equipements des réservoirs	17
II-6-1 Conduite d'adduction	17
II-6-2 Conduite de distribution	18
II-6-3 Conduite trop plein	18
II-6-4 Conduite de vidange	18
II-6-5 Conduite By pass	19
II-7 Matérialisation de la réserve d'incendie	19
II-7-1 Système à deux prises	19
II-7-2 Système à siphon	20
II-8 Capacité du réservoir	20
II-8-1 Détermination de la valeur du résidu P	20
II-8-2 Le volume total du réservoir	21
II-9 Dimensionnement des stations de reprises	21
II-10 Détermination des capacités des réservoirs	21

II-10-1 Dimensionnement du réservoir R 1	21
II-10-2 Dimensionnement du réservoir R2	22
II-10-3 Dimensionnement du réservoir R 3	23
II-10-4 Dimensionnement du réservoir R4	23
II-10-5 Dimensionnement du réservoir de R5	23
II-10-6 Dimensionnement du réservoir R6	24
II-10-7 Dimensionnement du réservoir R7	24
II-10-8 Dimensionnement du réservoir R8	25
II-10-9 Dimensionnement du réservoir R9	27
II-10-10 Dimensionnement du réservoir RIO	27
II-10-11 Dimensionnement du réservoir R 11	27
II-10-12 Dimensionnement du réservoir R I2	28
II-10-13 Dimensionnement du réservoir R 13	29
II-10-14 Dimensionnement du réservoir R I4	29
II-10-15 Dimensionnement du réservoir R I5	30
II-11 Dimensionnement des stations de reprise	31
II-11-2 Dimensionnement de la deuxième station de reprise SR2	32
II-11-3 Dimensionnement de la troisième station de reprise SR3	33
II-11-4 Dimensionnement de la quatrième station de reprise SR4	34
II-12 Conclusion	35
Chapitre III : Adduction	
III-1- Introduction	36
III-1-1 Adduction gravitaire	36
III -1-2 Adduction par refoulement	36
III -2 Choix du tracé	36
III -3 Choix du type des conduites	36
III -4 Description du schéma d'adduction	37
III -5 Les équipements utilisés	38
III -5-1 Robinets vanne	38
III -5-2 Vidanges	38
III -5-3 Clapets	38
III -5-4 Ventouses	38
III -5-5 Brise-charge	39
III -6 Etude technico-économique	40
III -6-1 Calcul du diamètre économique	40
III -6-2 Calcul de la vitesse	40
III -6-3 Calcul des pertes de charge	40
III-6-3-1 Pertes de charge linéaires (HL)	40
III -6-3-2 Les pertes de charge singulières HS	41
III -6-3-3 Les pertes de charge totales Ht	41
III -6-4 Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)	41
III -6-5 puissance absorbée par la pompe	42
III -6-7 Frais d'exploitation	42
III -6-8 frais d'amortissement	42
III -6-9 Calcul du bilan	42
III -7 Calcul des diamètres économiques pour les conduites	43

III -7-1 conduites de refoulement	43
III -7-2 conduites gravitaire	46
III-8 Conclusion	52
Chapitre IV : Pompes	
IV-1 Introduction	53
IV-2 Types des pompes	53
IV-3 Le choix du type de la pompe	53
IV-4 Courbes caractéristiques de la pompe	53
IV-4-1 Puissance absorbée	54
IV-4-2 Hauteur manométrique totale (Hmt)	54
IV-5 Point de fonctionnement	55
IV-6 Recherche du point de fonctionnement	55
IV-7 Etude de la cavitation	56
IV- 8 Choix du type des pompes pour différentes station	58
IV-8-1 Pompe du tronçon « SR1-SR2 »	58
IV-8-2 Pompe du tronçon « SR2-SR3 »	59
IV-8-3 Pompe du tronçon « SR3- R7 »	59
IV-8-4 Pompe du tronçon « SR4 - R14 »	60
IV-8-5 Pompe du « R14 -RI 5 »	62
IV-9 Conclusion	64
Chapitre V : le coup de bélier	
V-1 Introduction	65
V-2 Analyse physique du phénomène	65
V-3 Les dispositifs de protection	65
V-3-1 Les réservoirs d'air	66
V-3-2 Cheminé d'équilibre	66
V-3-3 Les soupapes de décharge	67
V-3-4 Volant d'inertie	67
V-4 Etude du coup de bélier	68
V-4-1 La valeur du coup de bélier	68
V- 5 Méthode de calcul d'un réservoir d'air	71
V-5-1 Principe de calcul	71
V-5-2 Principe de construction de l'épure de Bergeron	71
V-5-3 Principe de calcul du réservoir d'air	72
V-6 Application du calcul pour les différents tronçons	74
V-6-1 Tronçon SR1-SR2	74
V-6-2 Tronçon R14 -R15	77
V 7 conduites gravitaire	81
V 8 conduites gravitaire	82
Conclusion générale	83

Liste des tableaux

Tableau (I-1): les précipitations moyennes interannuelles et nombre de jours pluvieux	03
Tableau (I-2) : la température moyenne interannuelle	03
Tableau (I-3): Répartition des localités et la population pour chaque zone	04
Tableau (I-4) : Evaluation de la population à différents horizons	05
Tableau (I-5): La norme de consommation	06
Tableau (I-6) : Besoins domestiques à différents horizons	07
Tableau (I-7) : Besoins administratifs	08
Tableau (I-8) : Besoins socioculturels	09
Tableau (I-9) : Besoins scolaires	09
Tableau (I-10): Besoins sanitaires	10
Tableau (I-11): Besoins industriels	10
Tableau (I-12): Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2045	11
Tableau (I-13) : Majoration de la consommation moyenne journalière	12
Tableau (I-14): Variation de la consommation journalière aux différents horizons	13
Tableau (I-15): Variation des valeurs de β_{max}	13
Tableau (I-16): les valeurs de α_{max} et β_{max}	14
Tableau (I-17): débit horaire maximum à différents horizons	14
Tableau (II-1) : Dimensionnement de R1	22
Tableau (II-7) : Dimensionnement de R7	25
Tableau (II-8) : Dimensionnement du réservoir R8	26
Tableau (II-12) : Dimensionnement du réservoir R12	28
Tableau (II-16) : Dimensionnement de SR1	31
Tableau (II-17) : Dimensionnement de SR2	32
Tableau (II-18) : Dimensionnement de SR3	33
Tableau (II-19): Dimensionnement de SR4	34
Tableau (II-120): les capacités des réservoirs de la commune Barbacha	35
Tableau (III-1) : Calcul de la Hmt	
Tableau (III-2) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement	43
Tableau (III-3) : Le bilan	43
Tableau (III-4) : Calcul de la Hm	43
Tableau (III-5) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement	43
Tableau (III-6) : Le bilan	44
Tableau (III-7) : Calcul de la Hmt	44
Tableau (III-8) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement	44
Tableau (III-9) : Le bilan	44
Tableau (III-10) : Calcul de la Hmt	44
Tableau (III-11) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement	45
Tableau (III-12) : Le bilan	45
Tableau (III-13) : Calcul de la Hmt	45

Tableau (III-14) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement	45
Tableau (III-15): Le bilan	45
Tableau (III-16) : Calcul de la perte de charge total	46
Tableau (III-17) : Calcul de la perte de charge total	46
Tableau (III-18) : Calcul de la perte de charge total	47
Tableau (III-19) : Calcul de la perte de charge total	47
Tableau (III-20) : Calcul de la perte de charge total	48
Tableau (III-21) : Calcul de la perte de charge total	48
Tableau (III-22) : Calcul de la perte de charge total	49
Tableau (III-23) : Calcul de la perte de charge total	50
Tableau (III-24) : Calcul de la perte de charge total	50
Tableau (III-25) : Calcul de la perte de charge total	51
Tableau (III-26) : Calcul de la perte de charge total	51
Tableau (III-27) : Calcul de la perte de charge total	51
Tableau (III-28) : Calcul de la perte de charge total	52
Tableau (V-1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	70
Tableau (V-2) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR1-SR2	75
Tableau (V-3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon R14-R15	79
Tableau (V-4) : Calcul du réservoir d'air du tronçon R14-R15	82

Liste des figures

Fig (I-1): Carte des communes de la wilaya de Bejaia	02
Fig (I-2): Evaluation de la population des zones d'études	06
Fig (II-1): Réservoir semi-enterré cylindrique	17
Fig (II-2) : Adduction avec chute libre	18
Fig (II-3): Adduction noyée	18
Fig (II-4): Conduite de distribution	18
Fig (II-5) : Trop plein et vidange	19
Fig (II-6) : By pass entre adduction et distribution	19
Fig (II-7) : Système à deux prises	20
Fig (III-1) : Vanne papillon automatisée	38
Fig (III-2) : Ventouse automatique	38
Fig (III-3) : Brise charge	39
Fig (III-4) : installation de brise charge	49
Fig(IV-1) : Courbes caractéristique d'une pompe	54
Fig (IV-2) : Point de fonctionnement d'une pompe	55
Fig (IV-3): Point de fonctionnement à l'aspiration	57
Fig (IV-4): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon SR1-SR2	58
Fig (IV-5): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon SR2-SR3	59
Fig (IV-6): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon SR3- R7	60
Fig (IV-7): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon SR4 - R14	61
Fig (IV-8): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon R14 -R15	63
Fig (V-1) : Réservoir d'air	66
Fig (V-2): Cheminée d'équilibre	67
Fig (V-3) : Soupape de décharge	67
Fig (V-4) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron	72
Fig (V-5): Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon SR1-SR2	76
Fig (V-6) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-SR2	76
Fig (V-7) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon SR1-SR2	77
Fig (V-8) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon R14-R15	80
Fig (V-9) : Epure de BERGERON pour le tronçon R14-R15	80
Fig (V-10) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour Le tronçon R14-R15	82

Liste des Symboles

- A : Amortissement annuel (Annuité).
a : Célérité de l'onde (m/s).
BL : Bilan en (DA).
B : Valeur du coup de bélier (m).
CTN : Côte Terrain Naturel en (m).
CTP : Côte Trop Plein en (m).
D : Diamètre du tuyau en (m).
D : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons.
DN : Diamètre normalisé en (m).
d' : Diamètre de la veine contractée en (m).
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
e' : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).
e : Epaisseur de la conduite (mm).
g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .
Ha : Hauteur d'aspiration en (m).
Hg : Hauteur géométrique en (m).
Hmt : La hauteur manométrique totale en (m).
Ho : Pression absolue de la conduite.
Hser : la pression nominale d'une conduite
i : Taux d'annuité.
J : Pertes de charge par frottement en (m/ml).
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
Kmaxj : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal.
Kmax.h : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
Kmin.h : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite en (m).
m : Coefficient de rognage.
Ni : Nombre de consommateurs.
N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30ans).
(NPSH)d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
(NPSH) r : Charge nette minimale requise à l'aspiration.
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
PU : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).
Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .
Qmax.h : Débit entrant dans la station (m^3 ^).
Qmax.j : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
Qmin.j : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
Qmoyen journalier : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .

Q_{maxj} : Consommation maximale journalière en (m^3/j).

q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en $l/j/cons$.

Re : Nombre de Reynolds. S : Section de la conduite (m^2).

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).

h_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

t : Nombre d'heures de pompage (h).

t : temp de service 25ans

U_0 : Volume d'air initial.

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

V_f : Vitesse finale choisie.

V_{max} : Volume maximal de stockage en (m^3).

V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse choisie.

V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m^3).

V_t Volume total du réservoir en (m^3). Z : Pression dans le réservoir d'air.

Z_0 : Pression absolue.

β_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

P_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).

ρ : Masse volumique de l'eau.

η : Rendement de la pompe en (%).

δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

λ : Coefficient de pertes de charge.

Introduction générale

L'eau est un liquide indispensable pour la vie sur terre, et substance vitale pour tout être vivant.

La disponibilité de l'eau est une condition nécessaire pour la survie et le développement de l'être humain, dans sa santé et bien être, et aussi dans la prospérité de ces activités économiques.

Dans le monde d'aujourd'hui il y a beaucoup up de problèmes liés à la rareté et l'insuffisance des ressources en eau et à la répartition inégale des ces dernières. Et parfois aussi, on rencontre des problèmes liés à la gestion des ressources et des réseaux.

Cependant, pour assurer un approvisionnement continu en eau potable il faut bien dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable et choisir une source qui peut satisfaire les besoins à long terme.

La commune de Barbacha (wilaya de Bejaia) souffre d'un manque énorme en quantité d'eau potable. Ce manque est dû essentiellement à :

- L'accroissement démographique et l'extension que connaît cette région,
- La vétusté et la corrosion avancée de certains tronçons de conduites,
- Le volume d'eau qui arrive aux consommateurs est très loin de volume des besoins

A cet effet, la direction d'hydraulique de la wilaya de Bejaia (Subdivision d'Amizour) à estimer nécessaire d'envisager leur alimentation à partir du barrage de Tichy- Haf pour remédier aux différents problèmes existants en matière d'eau.

Il est à noter que le projet que nous avons mené consiste à étudier la nouvelle chaine d'adduction en eau potable de la commune de Barbacha et ses environs.

Cette étude est organisée en cinq chapitres :

- D'abord, nous avons commencé par une collecte de données concernant la région de l'étude pour bien présenter cette dernière d'une part, et de faire une bonne estimation des besoins en eau de la population de la commune de l'autre part. Et cela dans le premier chapitre.
- Dans le deuxième chapitre, nous avons dimensionné esl réservoirs et vérifier, la capacité des réservoirs existants, et proposer des solutions concernant les capacités de stockage.
- Ensuite, nous avons effectué une étude technico-économique et dimensionner les conduites d'adduction et cela dans le chapitre trois.
- Dans le quatrième chapitre, nous avons utilisé le catalogue K.S.B. le catalogue Caprari afin de choisir les pompes adéquates pour les différentes stations de pompage
- Le chapitre cinq est consacré à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et envisager des protections anti bélier pour les tronçons concernés.
- Et nous avons terminé notre travail par une conclusion générale.

Notre projet a pour but d'alimenter la commune de Barbacha en eau potable à partir de la conduite d'adduction du barrage de « tichy haf » et ce afin d'assurer les besoins en eaux de cette dernière à long terme jusqu'à l'année 2045.

Vu que la conduite traverse la commune d'AMIZOUR on a jugé utile d'alimenter une petite zone de cette dernière. Ce chapitre portera donc sur la présentation du site, la collecte d'informations nécessaires et l'estimation des besoins en eau, il est scindé en deux parties à savoir :

I-1 : Présentation de site.

I-2 : Estimation des besoins en eaux.

I-1 Présentation du site

I-1-1 Situation géographique

Barbacha est située sur les hauteurs nord de la chaîne de Babours à 40 Km au sud du chef lieu de willaya de Béjaïa et elle est traversée par la route nationale RN75.

La commune de Barbacha s'étale sur une superficie de 83,62 Km², elle est limitée comme suit **Figure (I-1)** :

Au Nord : AMIZOUR.

Au Sud : BOUSSELAM (willaya de Setif).

A l'Est: KENDIRA.

A l'Ouest: FERAOUN.

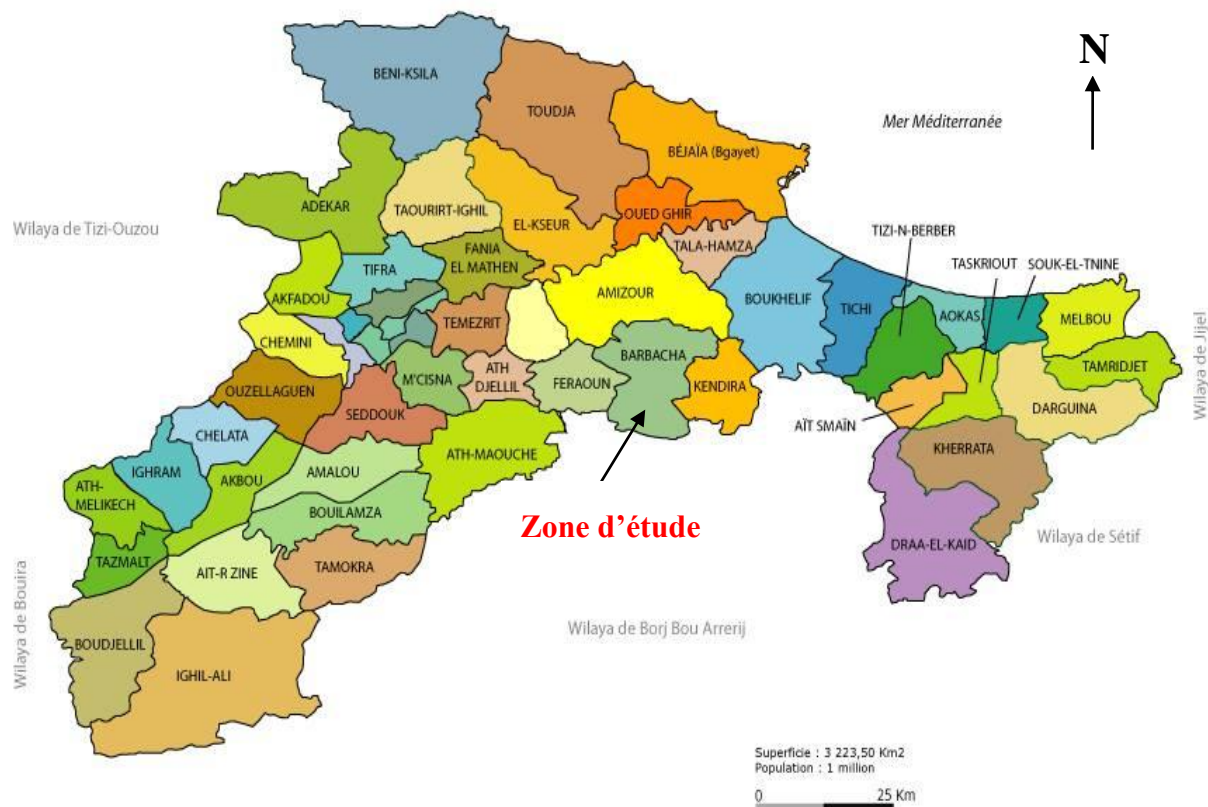


Fig (I-1): Carte des communes de la wilaya de Béjaïa.

I-1-2 Topographie de la région

La zone d'étude se situe sur des paliers entourés d'une zone très accidentée, qui se présente comme une masse montagneuse compacte. Cette dernière domine presque toute la superficie de la commune.

Les altitudes les plus basse s'avoisinent les 300 mètres le long de l'oued Djemaa et vont en progression jusqu'à des sommets très important de l'ordre de 800 m.

I-1-3 Données climatique :

La commune de Barbacha est classée dans un climat méditerranéen avec des petites particularités découlant de son relief montagneux et de sa situation géographique, elle ne dispose ni de station climatique ni de données concernant son territoire. Cependant, l'extrapolation des données combinées moyennes des communes d'Akbou et sidi aiche, donnera aux informations jugées représentatives [2]

I-1-3-1 Pluviométrie :

Tableau (I-1): les précipitations moyennes interannuelles et nombre de jours pluvieux [2]

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Octo	Nov	Déc
P.M (mm)	73,85	71,46	74,47	40,49	39,12	11,19	4,59	9,35	28,15	44,89	57,12	89,81
N.J	8,50	7,06	7,32	6,27	4,55	1,85	0,80	1,10	3,18	5,30	7,20	8,45

Ce tableau montre que les précipitations sont réparties sur une période de 09 mois (septembre à mai) pour plus de 95% des précipitations. Comme on remarque que le maximum de pluies d'hiver est atteint en décembre, et le minimum en juillet.

I-1-3-2 Température

Tableau (I-2): la température moyenne interannuelle [2]

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Octo	Nov	Déc
T.m (C°)	9,47	11,44	14,34	17,54	20,40	24,85	27,31	29,30	22,16	19,50	14,58	11,01

Dans ce tableau on remarque, que la période sèche s'étend de Mai à Septembre, et la période humide s'étend d'octobre à avril.

I-1-3-3 Les vents

A défaut de données, nous nous référons aux données de la station de Béjaia.

- Les vents de vitesse comprise entre 0 et 10 m/s, sont les plus importants (69 %).
- Les vents efficaces 6 à 10 m/s (29 %).
- Les vents forts ne représentent que (2 %).
- Les vents violents de vitesse 16 m/s, sont plus importants en hivers (6.5 fois par mois).

Les directions dominantes des vents sont : Sud-Est, Est-Ouest et Nord-Est.

I-1-4 Données Démographique

La région d'étude est déparagée en trois (03) zones, d'après le schéma du système d'alimentation en eaux potable existant de la commune du Barbacha, chaque zone est devisée en plusieurs localités.

Selon les renseignements donnés par l'APC de Barbacha et la subdivision d'hydraulique de la commune d'Amizour la région d'étude compte une population d'environ **16550** habitants (selon le RGPH 2008), avec un taux d'accroissements de 1,5%.

Les localités et la population de chaque zone sont réparties dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I-3): Répartition des localités et la population pour chaque zone

Zones	Localités	Nombre d'habitants
Amizour	Bououchéne, Domaine maouchi, El kitoune- Irezmane	3078
Barbacha	Barbacha, Tabia, Bouache-Bouncer, Bechouali, Amaarat, Taazibt el had, Tiguert m'heleb	7329
khellil	Khellil, Talla, Tamricht, Arzou ouzemour, Bellouta, Ouandadja-Iguer ouselen, Ighil larbaa (ouada et oufella) et Takliat	6143

I-1-5 Données hydraulique

Le réseau d'AEP des zones d'études est constitué d'une chaine d'adduction par refoulement et de type gravitaire à partir d'un piquage Tichy Haff.

Les villages des zones d'étude ainsi que leurs entourage s'alimentent à partir de la chaine de refoulement inter communale Amizour- Barbacha, cette dernière s'alimente à partir d'un forage situé au domaine maouchi sur la rive droite de l'oued Soummam avec un débit de 25l/s. Les villages de Khellil et environs s'alimentent à partir de trois (3) sources :

- La première source c'est la source de Toubrassine elle est situé au nord du village khellil son débit est de 3 l/s,
- la deuxième source c'est la source d'Aghbalou situé au sud- ouest du chef lieu de la commune son débit est de 2 l/s,
- la troisième source c'est la source de Ouandadja situé au sud-ouest du chef-lieu communal Barbacha son débit est de 2 l/s [2].

I-1-6 Données hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune Barbacha est très complexe. Il est formé de cours d'eau et d'oueds qui atteignent leurs maximum pendant la saison hivernale et deviennent secs en été, les plus importants sont Oued Amassine et Oued Djemâa [2].

I-2 Estimation des besoins en eau

Après avoir présenté le site de notre projet, il est nécessaire de procéder au recensement des types de consommateurs (domestique, sanitaire, socioculturel...) et d'avoir leurs normes de consommation unitaire dans le but d'estimer les besoins de la population à long terme (30 ans) qui présente l'âge de la conduite bien entretenue.

I-2-1 Estimation de la population

La population des zones d'études est estimée grâce à la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés, qui s'appuie sur l'influence des naissances, taux d'immigration et taux de mortalité, comme suit :

$$P = P_0 \times (1+t)^n \quad (I-1)$$

Sachant que :

- P : Population future à l'horizon considéré.
- P₀ : Population de l'année de référence.
- t : Taux d'accroissement annuel de la population.
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

En se référant au dénombrement de la population fait en 2008 par les services d'urbanisme de l'A.P.C de la zone d'étude, on évaluera la population aux horizons futurs. On a retenu l'année en cours et le long terme (2045).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (I-4): Evaluation de la population à différents horizons

Zones	Localités	Horizon		
		2008	2015	2045
Amizour et environs	Bououchene	690	766	1197
	Domaine maouchi	1888	2095	3275
	Elkitoun- Irezmane	500	555	867
Sous totale 01		3078	3416	5340
Barbacha et environs	Barbacha	3136	3480	5440
	Tabia	140	155	243
	Bouaiche- bouncer	517	574	897
	Bechouali	280	311	486
	Amaarat	2460	2730	4268
	Taazibt el had	624	693	1083
	Tiguert mehleb	172	191	298
Sous totale 02		7329	8134	12714

Kellil et environs	Khellil	2500	2775	4337
	Talla	462	513	801
	Tamricht	397	441	689
	Arzou ouzemour-Ait aissi	232	257	402
	Belouta	500	555	867
	Ouandadja, Iguerouselen	878	974	1523
	Ighil larbaa oufella	435	483	755
	Ighil larbaa ouada	289	321	501
	Takliat	450	499	781
Sous totale 3		6143	6818	10657
TOTAL		16550	18368	28711

Suivant le tableau (I-4), on trace un graphe traduisant l'évaluation de la population par an, et on obtient la représentation ci desous

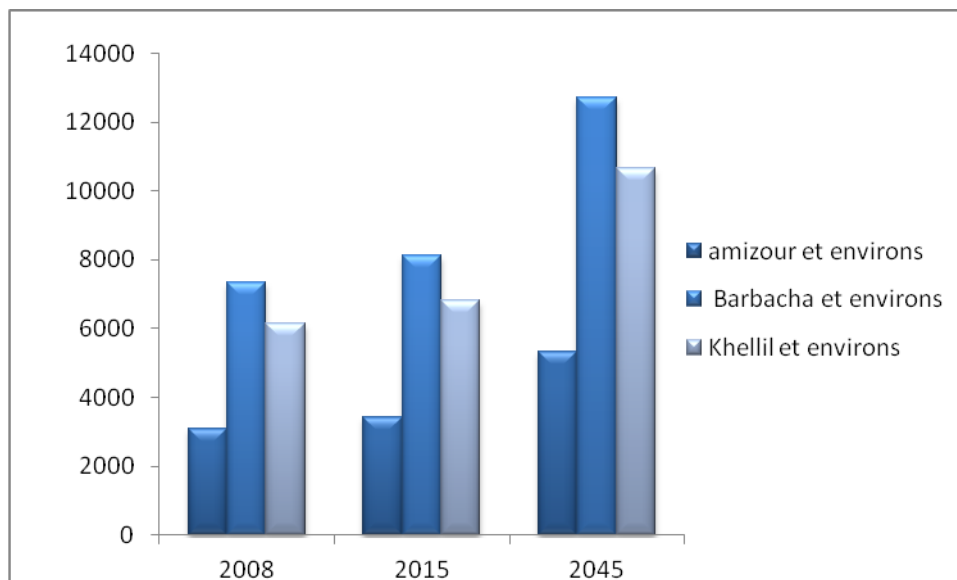


Fig (I-2): Evaluation de la population des zones d'études

I-2-2 Norme de consommation

Les besoins de consommation par habitant sont répartis dans le tableau suivant

Tableau (I-5): La norme de consommation

Besoins	Dotation (l/h/j)
Boisson	5
Cuisine	5
Lavabo	10
Douche	50
Arrosage	20
Total	120

Etant les localités comme rurale donc on doit tenir compte de la consommation en eau des animaux domestiques. On admettra que chaque habitant possède un animale domestique et la dotation par tête sera prise de 5 l/anm. j. Alors la norme de consommation deviendra 125 l/h.j . En définitif, on majorera la norme de 20 % en raison de l'extension de la région, amélioration du niveau de vie et du développement de la consommation individuelle, la norme de consommation deviendra en définitif 150 l/h.j [3].

I-2-3 Calcul des besoins

Afin de déterminer la consommation moyenne journalière de nos trois zones d'étude, il faudra estimer tous les besoins existants, à savoir domestiques, scolaires, sanitaires, administratifs, industriels ainsi que les besoins socioculturels, en utilisant la formule suivante [4] :

$$Q_{\text{moy j}} = N_i \cdot D / 1000 \quad (\text{I- 2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy j}}$: Consommation moyenne journalière en (m³/j).
- D: Dotation moyenne journalière en (l/j.hab).
- N_i : Nombre de consommateurs.

I-2-3-1 Besoins domestiques

Tableau (I-6): Besoins domestiques à différents horizons.

Zones	Localités	Horizon	Nombre d'habitant	Dotation (l/j/hab)	Consommation (m ³ /j)
Amizour et environs	Bououchene	2015	766	150	114,90
		2045	1197	150	179,55
	Domaine maouchi	2015	2095	150	314,25
		2045	3275	150	491,25
	El kitoun- Irezmane	2015	555	150	83,25
		2045	867	150	130,05
Barbacha et environs	Barbacha	2015	3480	150	522
		2045	5440	150	816
	Tabia	2015	155	150	23,25
		2045	243	150	36,45
	Bouaiche- bouncer-	2015	574	150	86,10
		2045	897	150	134,55
	Boughiden	2015	1412	150	211,80
		2045	2207	150	331,05
	Amaarat	2015	3192	150	478,80
		2045	4989	150	748,35
	Taazibt el had	2015	693	150	103,95
		2045	1083	150	162,45
	Tiguert mehleb	2015	191	150	28,65
		2045	298	150	44,70

Khellil et environs	Tamricht	2015	441	150	66,15	
		2045	689	150	103,35	
	Talla	2015	513	150	76,95	
		2045	801	150	120,15	
	Takliat	2015	499	150	74,85	
		2045	781	150	117,15	
	Ighil larbaa oufella	2015	483	150	72,45	
		2045	755	150	113,25	
	Ighil larbaa ouada	2015	321	150	48,15	
		2045	511	150	75,15	
	Arzou ouzemour- Ait aissi	2015	257	150	38,55	
		2045	402	150	60,30	
	Khellil	2015	2775	150	416,25	
		2045	4337	150	650,55	
	Belouta	2015	555	150	83,25	
		2045	867	150	130,05	
	Ouandadja- Iguer ouselen	2015	974	150	146,10	
		2045	1523	150	228,45	
	Total		2015			2989,65
			2045			4672,80

I-2-3-2 Besoins administratifs

Tableau (I-7): Besoins administratifs

Zones	Localités	Equipement	Nombre d'employeur	Dotation (l/j/employeur)	Consommation (m ³ /j)
Barbacha et environs	Barbacha	PTT	6	10	0,06
		Siege Daïra	6	10	0,06
		APC+Etat civil	60	10	0,60
		Gendarmerie	20	10	0,20
		Police	45	10	0,45
		CNAS	4	10	0,04
	Amaarat	Etat civil	4	10	0,04
		PTT	2	10	0,02
Khellil Et environs	khellil	Etat civil	7	10	0,07
		PTT	4	10	0,04
Total					1,58

I-2-3-3 Besoins socioculturels

Tableau (I-8): Besoins socioculturels

Zones	Localités	Equipement	Nombre de fidèles	Dotation (l/j/fidèles)	Consommation (m ³ /j)
Amizour et environs	Domaine maouchi	2 Mosquées	450	20	9
Barbacha et environs	Barbacha	2 Mosquées	450	20	9
		ESP	120	20	2,40
		Maison de jeune	120	15	1,80
		Bibliothèque	25	10	0,25
	Bouache-Bouncer	Mosquée	130	20	2,60
	Amaarat	2 Mosquées	230	20	4,60
	Taazibt el had	Mosquée	130	20	2,60
Khellil et environs	Khellil	2 Mosquées	400	20	8
	Tamricht	1 Mosquée	160	20	3,20
	Ouandadja-Iguer ouselen	1 Mosquée	200	20	4
	Ighil larbaa oufella	1 Mosquée	200	20	4
	Takliat	1 Mosquée	120	20	2,40
Total					53,85

I-2-3-4 Besoins scolaires

Tableau (I-9): Besoins scolaires

Zones	Localités	Etablissement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Consommation (m ³ /j)
Amizour et environs	Domaine maouchi	2 Ecoles primaire	300	15	4,50
Barbacha et environs	Barbacha	2 Ecoles primaire	500	15	7,50
		CEM	700	15	10,50
		2 Lycée	1650	15	24,75
		CFPA	300	15	4,50
	Bouache-Bouncer	CEM	380	15	5,70
	Amaarat	Ecole primaire	180	15	2,70
		CEM	280	15	4,20
	Tiguert mehleb	CEM	350	15	5,25

Khellil et environs	Khellil	2 Ecole primaire	450	15	6,75
		CEM	750	15	11,25
	Tamricht	Ecole primaire	180	15	2,70
	Ouandadja-Iguer ouselen	Ecole primaire	180	15	2,70
	Ighil larbaa oufella	Ecole primaire	200	15	3
	Takliat	Ecole primaire	150	15	2,25
Total					98,25

I-2-3-5 Besoins sanitaires

Tableau (I-10): Besoins sanitaires

Zones	Localités	Etablissement	Nombre de patient	Dotation (l/j/patient)	Consommation (m ³ /j)
Barbacha et environs	Barbacha	Poly clinique	45	20	0,90
	Taazibt el had	Salle de soins	8	10	0,08
khellil et environs	Khellil	Salle de soins	15	10	0,15
	Ouandadja-Iguer ouselen	Salle de soins	10	10	0,10
	Ighil larbaa oufella	Salle de soins	6	10	0,06
Total					1,29

I-2-3-6 Besoins industriels

Tableau (I-11): Besoins industriels

zones	localité	Etablissement	Unité ou nombre de véhicule	Dotation (l/j/véhicule ou unité)	Consommation (m ³ /j)
Barbacha et environs	Barbacha	Station de Lavage	20	80	1,60
		Huilerie	1	4000	4
Total					5,60

I-2-4 La consommation moyenne journalière

Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipements publics pour chaque zone pour l'horizon 2015. Et pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de chaque zone, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipement pour l'horizon voulu, en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{équipement}} 2015}{Q_{\text{domestique}} 2015} = \frac{Q_{\text{équipement}} 2045}{Q_{\text{domestique}} 2045} \quad (\text{I-3})$$

Tableau (I-12): Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2045

Zones	Localités	Besoins domestique Qdoms (m3/j)		Besoins d'équipement		Qdom+Qequi (m3/j)	
		2015	2045	2015	2045	2015	2045
Amizour et environs	Bououchene	114,90	179,55	-	-	114,90	179,55
	Domaine maouchi	314,25	491,25	13,5	21,1	327,75	512,36
	Elkitoun- Irezmane	83,25	130,05	0	0	83,25	130,05
Barbacha et environs	Barbacha	522	816	68,61	107,25	590,61	923,25
	Tabia	23,25	36,45	-	-	23,25	36,45
	Bouaiche- Bouncer	86,10	134,55	8,3	12,97	94,40	147,52
	Bechouali	46,65	72,90	-	-	46,65	72,90
	Amaarat	409,50	640,20	11,56	18,07	421,06	658,27
	Taazibt el had	103,95	162,45	2,68	4,19	106,63	166,64
	Tiguert mehleb	28,65	44,70	5,25	8,19	33,90	52,89
Khellil et environs	Tamricht	66,15	103,35	5,90	9,22	72,05	112,57
	Talla	76,95	120,15	13,50	-	76,95	120,15
	Takliat	74,85	117,15	4,65	7,28	79,50	124,43
	Ighil larbaa oufella	72,45	113,25	7,06	11,04	79,51	124,29
	Ighil larbaa ouada	48,15	75,15	-	-	48,15	75,15
	Arzou ouzemour -Ait aissi	38,55	60,30	-	-	38,55	60,30
	Khellil	416,25	650,55	26,26	41,04	442,51	691,59
	Belouta	83,25	130,05	-	-	83,25	130,05
	Ouandadja - Iguer ouselen	146,10	228,45	6,80	10,63	152,90	239,08

I-2-5 Majoration de la consommation moyenne journalière

Cette consommation est obtenue en tenant compte des pertes d'eaux causées par le vieillissement du réseau d'AEP, des équipements hydrauliques et d'éventuels accidents.

On prévoit une majoration de 20 %, donc le débit moyen journalier est donné comme suit :

$$Q_{moy,j} = K_f \times (Q_{dom} + Q_{equip}) \quad (I-4)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m³/j) ;
- K_f : coefficient de fuite ;
- Q_{dom} : débit domestique (m³/j) ;
- Q_{equip} : débit d'équipement (m³/j) ;

Après le calcul on obtient les résultats suivants pour différents horizons :

Tableau (I-13): Majoration de la consommation moyenne journalière

Zones	Localité	Qdoms+Qeui (m ³ /j)		K _r	Q _{moy j} (m ³ /j)	
		2015	2045		2015	2045
Amizour et environs	Bououchene	114,90	179,55	1,2	137,88	215,46
	Domaine maouchi	327,75	512,36	1,2	393,30	614,83
	Elkitoun-Irezmane	83,25	130,05	1,2	99,90	156,06
barbacha et environs	barbacha	590,61	923,25	1,2	708,73	1107,90
	Tabia	23,25	36,45	1,2	27,90	43,74
	Bouaiche- bouncer	94,40	147,52	1,2	113,28	177,02
	Bechouali	46,65	72,90	1,2	55,98	87,48
	Amaarat	421,06	658,27	1,2	505,27	789,92
	Taazibt el had	106,63	166,64	1,2	127,96	199,97
Khellil et environs	Tiguert mehleb	33,90	52,89	1,2	40,68	63,47
	Tamricht	72,05	112,57	1,2	86,46	135,08
	Talla	76,95	120,15	1,2	92,34	144,18
	Takliat	79,50	124,43	1,2	95,40	149,32
	Ighil larbaa oufella	79,51	124,29	1,2	95,41	149,15
	Ighil larbaa ouada	48,15	75,15	1,2	57,78	90,18
	Arzou ouzemour-Ait aissi	38,55	60,3	1,2	46,26	72,36
	Khellil	442,51	691,59	1,2	531,01	829,91
	Belouta	83,25	130,05	1,2	99,90	156,06
Ouandadja-Iguer ouselen	152,90	239,08	1,2	183,48	286,90	

I-2-6 Calcul du débit maximum journalier (Q_{maxj})

La consommation d'eau journalière varie d'un jour à un autre. Cette variation est caractérisée par le coefficient d'irrégularité journalière K_{max,j}

Avec :

$$K_{max,j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}$$

D'où :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (I-5)$$

Avec :

- Q_{max,j} : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année ;
- K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3 ;

Dans notre étude, on prendra : K_{max,j} = 1,2

On aura alors :

$$Q_{max,j} = 1,2 \times Q_{moy,j}$$

Tableau (I-14): Variation de la consommation journalière aux différents horizons

zones	Localité	Q moy j (m3/j)		Kmax j	Qmax j (m3/j)		Qmax j (l/s)	
		2015	2045		2015	2045	2015	2045
Amizour et environs	Bououchene	137,88	215,46	1,2	165,46	258,55	1,92	2,99
	Domaine maouchi	393,30	614,83	1,2	471,96	737,80	5,46	8,54
	Elkitoun- Irezmane	99,90	156,06	1,2	119,88	187,27	1,39	2,17
Barbacha et environs	Barbacha	708,73	1107,90	1,2	850,48	1329,48	9,84	15,39
	Tabia	27,90	43,74	1,2	33,48	52,49	0,39	0,61
	Bouaiche- bouncer	113,28	177,02	1,2	135,94	212,42	1,57	2,46
	Bechouali	55,98	87,48	1,2	67,18	104,98	0,78	1,22
	Amaarat	505,27	789,92	1,2	606,32	947,90	7,02	10,97
	Taazibt el had	127,96	199,97	1,2	153,55	239,96	1,78	2,78
	Tiguert mehleb	40,68	63,47	1,2	48,82	76,16	0,57	0,88
Khellil et environs	Tamricht	86,46	135,08	1,2	103,75	162,10	1,20	1,88
	Talla	92,34	144,18	1,2	110,81	173,02	1,28	2,00
	Takliat	95,40	149,32	1,2	114,48	179,18	1,33	2,07
	Ighil larbaa oufella	95,41	149,15	1,2	114,49	178,98	1,33	2,07
	Ighil larbaa ouada	57,78	90,18	1,2	69,34	108,22	0,80	1,25
	Arzou ouzemour-Ait aissi	46,26	72,36	1,2	55,514	86,83	0,644	1,01
	Khellil	531,01	829,91	1,2	637,21	995,89	7,38	11,53
	Belouta	99,90	156,06	1,2	119,88	187,27	1,39	2,17
	Ouandadja-Iguer ouselen	183,48	286,90	1,2	220,18	344,28	2,55	3,98

I-2-7 Calcul du débit pointe (Q_p)

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par le coefficient de variation $K_{max,h}$, appelés coefficients de consommation maximum horaire. Ce coefficient est calculé pour la journée la plus chargée de l'année, il est déterminé par l'expression suivante :

$$K_{max,h} = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}}$$

Avec :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (I-6)$$

La valeur de $K_{max,h}$ varie en fonction de β_{max} et α_{max} .

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

- α_{max} : varie entre 1,2 et 1,4 ; on prend $\alpha_{max} = 1,3$;
- β_{max} : dépend du nombre d'habitant, il est donné par le tableau suivant :

Tableau (I-15): Variation des valeurs de β_{max}

Nombre d'hab×1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100	300	>1000
β_{max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	,03	1,0

Tableau (I-16): les valeurs de α_{max} et β_{max}

Zones	Localités	Population		α_{max}	β_{max}		$K_{max h}$	
		2015	2045		2015	2045	2015	2045
Amizour et environs	Bououchene	766	1197	1,30	2,00	1,81	2,60	2,35
	Domaine maouchi	2095	3275	1,30	1,68	1,55	2,18	2,02
	Elkitoun-Irezmane	555	867	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
Barbacha et environs	Barbacha	3480	5440	1,30	1,53	1,43	1,989	1,86
	Tabia	155	243	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Bouaiche- bouncer	574	897	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Bechouali	1412	2207	1,30	1,84	1,6	2,39	2,08
	Amaarat	3192	4989	1,30	1,55	1,45	2,02	1,89
	Taazibt el had	693	1083	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Tiguert mehleb	191	298	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
Khellil et environs	Tamricht	411	689	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Talla	513	801	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Takliat	499	781	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Ighil larbaa oufella	489	755	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Ighil larbaa ouada	321	501	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	arzou ouzemour-Ait aissi	257	402	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Khellil	2775	4337	1,30	1,58	1,48	2,05	1,92
	Belouta	555	867	1,30	2,00	2,00	2,60	2,60
	Ouandadja-iguer Ouselen	974	1523	1,30	2,00	1,80	2,60	2,34

Donc les débits horaires à différents horizons seront :

Tableau (I-17): débit horaire maximum à différents horizons

Zones	Localité	Qmax j (m3/j)		Kmax h		Q pointe (m3/h)	
		2015	2045	2015	2045	2015	2045
Amizour et environs	Bououchene	165,46	258,55	2,6	2,35	430,2	607,59
	Domaine maouchi	471,96	737,8	2,18	2,02	1028,9	1490,4
	Elkitoun- Irezmane	119,88	187,27	2,6	2,6	311,69	486,9
Barbacha et environs	barbacha	880,27	1376,10	1,99	1,86	1751,70	2559,50
	Tabia	33,48	52,49	2,60	2,60	87,05	136,47
	Bouaiche- bouncer	135,94	212,42	2,60	2,60	353,44	552,29
	Bechaouli	67,18	494,72	2,39	2,08	160,56	1029
	Amaarat	606,3	1140,90	2,02	1,89	1224,70	2156,40
	Taazibt el had	153,5	233,93	2,60	2,60	399,10	608,22
	Tiguert mehleb	48,82	76,16	2,60	2,60	126,93	198,02

Khellil et environs	Tamricht	103,75	162,10	2,60	2,60	269,75	421,46
	Talla	110,81	173,02	2,60	2,60	288,11	449,85
	Takliat	114,48	179,18	2,60	2,60	297,65	465,87
	Ighil larbaa oufella	114,49	178,98	2,60	2,60	297,67	465,35
	Ighil larbaa ouada	69,34	108,22	2,60	2,60	180,28	281,37
	Arzou ouzemour- Ait aissi	55,51	86,83	2,60	2,6	144,33	225,76
	Khellil	639,21	995,89	2,05	1,92	1312,90	1916,10
	Belouta	119,88	187,27	2,60	2,60	311,69	486,9
	Ouandadja- Iguer ouselen	220,18	344,28	2,60	2,34	572,47	805,62

Conclusion

Ce bilan nous montre clairement que les zones d'études présentent un déficit en eau potable de 43,91 l/s, ce qui nécessite la modélisation de renforcement des nouvelles ressources pour assurer les besoins en eau potable à long terme (2045).

Dans ce but, l'état a financé un projet d'alimentation en eau potable qui renforce des zones d'études à partir d'un piquage de la conduite du barrage tichy haf, qui permet d'absorber le déficit de l'eau de ces zones d'étude.

II-1 Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques construits par l'homme, au départ, Uniquement pour emmagasiner l'eau afin de l'utiliser lors des saisons ou cette dernière se fait rare. Aujourd'hui, ils sont conçus dans le but d'assurer divers fonctions et rôles tels que :

- Compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de point et autres)
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...).
- Offrir la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- La régularité dans le fonctionnement du pompage .Les pompes refoule à un débit constant.
- La simplification de l'exploitation.
- Assurer la régularité des pressions dans le réseau.
- Maintenir l'eau à l'abri des pollutions et des variations de la température.
- Garantir la réserve incendie .Une partie du volume est réservé à la lutte contre les incendies.

II-2 Caractéristiques du réservoir

Le réservoir doit assurer les caractéristiques suivantes :

- Assurer une bonne étanchéité et protéger l'eau contre toute contamination.
- Une bonne résistance face aux efforts exercés par le poids propre de l'ouvrage, de l'eau stockée et des efforts extérieur (vents, séisme...).

II-3 Choix du site d'implantation

Les réservoirs doit être placés soit aux centre de l'agglomération, soit en altitude. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie des lieux ainsi que l'étude économique [8].

II-4 Classification des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue [8]:

- Les réservoirs métalliques
- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou précontraint

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

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Surélevés

En fin, d'après la forme du réservoir, on distingue des réservoirs :

- Circulaires
- Carrées
- Rectangulaires

Les critères les plus souvent retenues pour les choix sont :

- Les facteurs économiques

- La sécurité d’approvisionnement et la facilité d’exploitation
- Les possibilités d’adaptation au réseau
- Les possibilités d’inscription harmonieuse dans le site

II-5 Choix du type de réservoir

Vu le relief et l’emplacement disponible, nous optons pour des réservoirs circulaires semi-enterrés pour lesquels :

- L’étanchéité est assurée.
- L’étude architecturale est simplifiée.
- L’économie sur les frais de construction.
- La conservation de l’eau emmagasinée à une température constante.

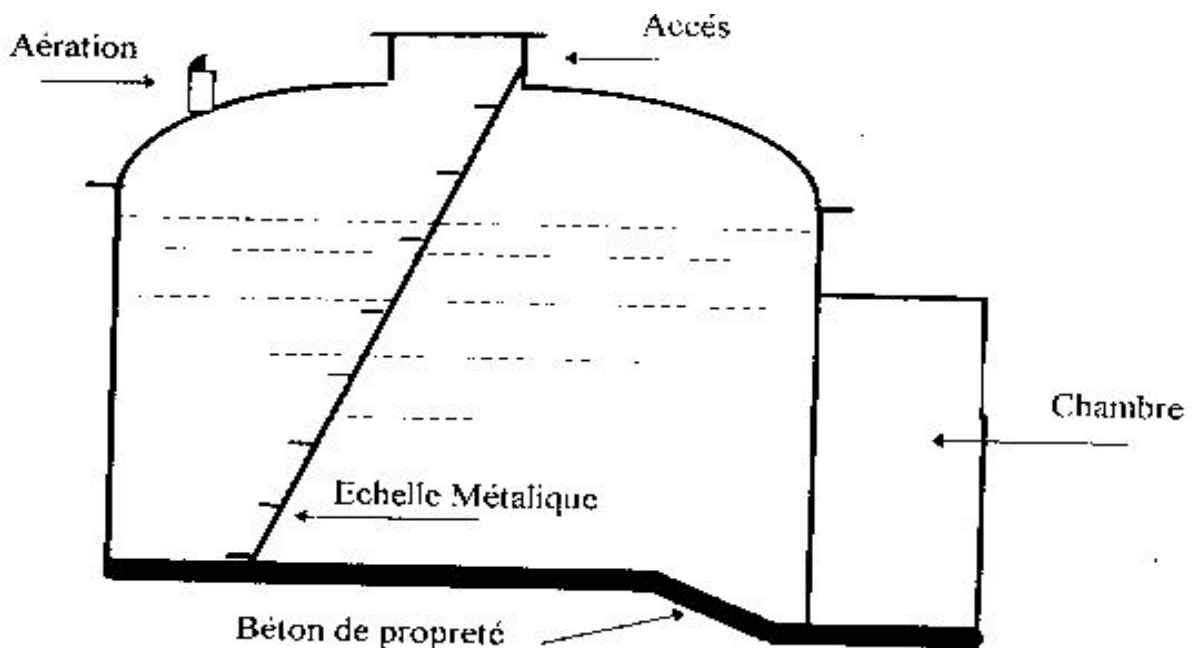


Fig (II-1): Réservoir semi-enterré cylindrique

II-6 Equipements des réservoirs

II-6-1 Conduite d’adduction

La conduite d’adduction, à sa débouché dans le réservoir, doit pouvoir s’obturer quand l’eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal :

- Obturation par robinet – flotteur si l’adduction est gravitaire.
- Un dispositif permettant l’arrêt du moteur si l’adduction est par refoulement [7].

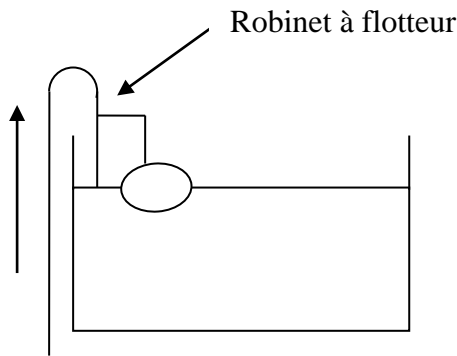


Fig (II-2) : Adduction avec chute libre

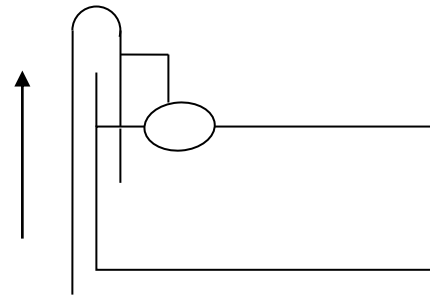


Fig (II-3) : Adduction noyée

II-6-2 Conduite de distribution

En générale le départ de la conduit de distribution ou la conduite d'aspiration (cas d'une station de reprise), s'effectue à 15 ou 20cm au dessus de la base de la cuve pour éviter l'introduction des boues ou des sables dans la conduite qui est éventuellement pourraient se décanter au fond du réservoir.

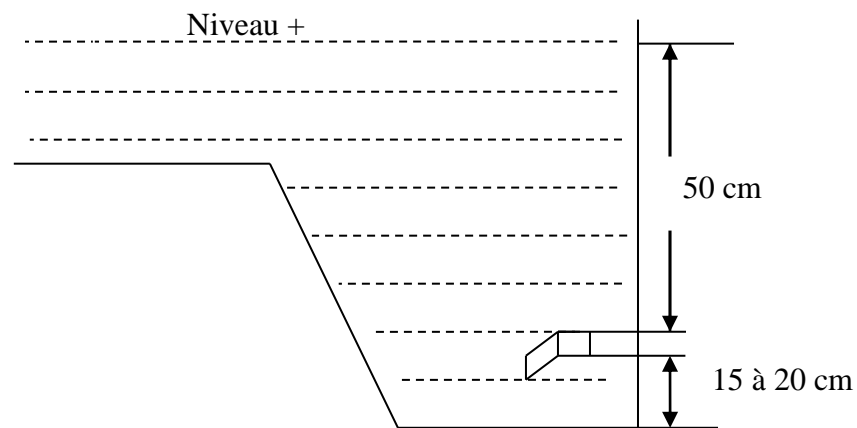


Fig (II-4) : Conduite de distribution

II-6-3 Conduite de trop plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'eau excédentaire en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes. Afin d'éviter la pollution ou des intrusions des insectes qui pourraient pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante (Voir Fig (II-5)).

II-6-4 Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir (Voir Fig (II-5)).

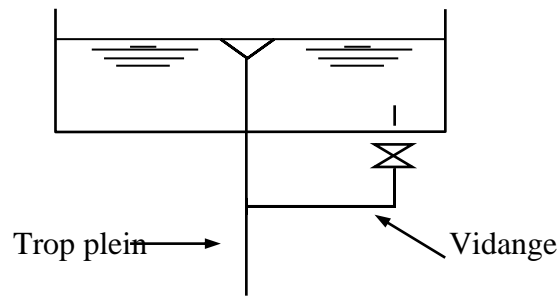


Fig (II-5):Trop plein et vidange

II-6-5 Conduite de by pass

C'est une conduite qui relie la conduite d'arrivée à la conduite de départ, elle permet la distribution (par les pompes) quand le réservoir est isolé pour nettoyage ou inspection. Elle s'effectue selon le schéma de la Fig (II-6) :

En temps normal (1) et (3) sont ouvertes et (2) fermée ; en by pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

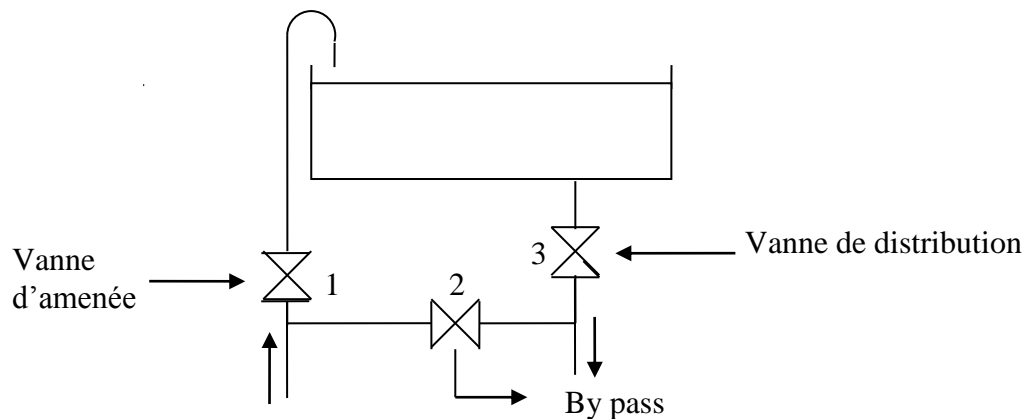


Fig (II-6) :By pass entre adduction et distribution

II-7 Matérialisation de la réserve d'incendie

Afin de conserver la réserve d'eau destinée pour lutter contre les incendies, on utilise 2 types de procédés :

II-7-1 Système à deux prises

Ce système est rarement utilisée car la réserve d'incendie est maintenue constamment pleine et n'est pas convenablement renouvelée ainsi elle consiste à séparer le départ de la conduite de distribution et celui de la conduite d'incendie.

En temps normal ;(1) est fermée et (2) ouverte.

En cas d'incendie on ouvre la vanne d'incendie(1).

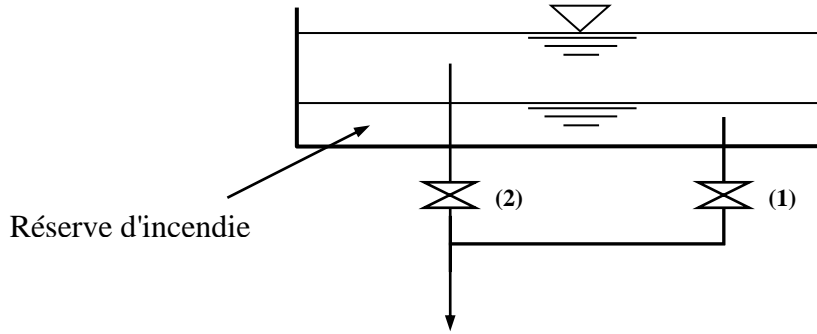


Figure (II-7) : Système à deux prises

II-7-2 Système à siphon

Ce système représente une meilleure solution : l'évent d'un siphon interdit l'utilisation au-dessous du niveau N_1 tant que la vanne (2) (vanne d'incendie) n'est pas ouverte ; mais dans ce cas l'eau ne stagne pas au fond du réservoir.

La vanne d'incendie sera, de préférence, une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

- En temps normal, (1) et (3) sont ouvertes et (2) fermée.
- En cas d'incendie, (2) est ouverte et (1) est fermée.

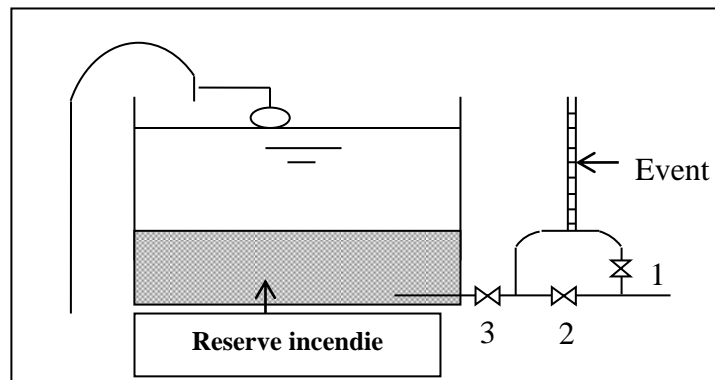


Figure (II-7) : Système à siphon

II-8 Capacité du réservoir

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération.

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max.j}}{100} \quad (II-1)$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage (m^3)
- $Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)
- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%)

II -8-1 Détermination de la valeur du résidu P

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max h}$ pour chaque une des zones à desservir. Le tableau de distribution du débit journalier (voir annexe 1) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24h.
- On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée.
- On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ; cette différence est reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe,
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure ; la valeur maximale trouvée $P\%$ max sera le pourcentage du volume de stockage.

II-8-2 Le volume total du réservoir :

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m^3 . « Volume nécessaire pour éteindre un incendie de 2 heures à raison de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ »

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{max}} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{II-2})$$

II-9 Dimensionnement des stations de reprises

Leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On optera pour des stations de reprises circulaires, le temps de stockage sera d'un quart d'heure ($1/4$ d'heure).

$$V_{\text{sr}} = Q_{\text{max.h}} \times T \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3),
- $Q_{\text{max.h}}$: Débit entrant dans la station (m^3/h),
- T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h).

II-10 Détermination des capacités des réservoirs

II-10-1 Dimensionnement du réservoir R1

Ce réservoir assure la distribution pour la localité Domaine Maouchi. Et comme le nombre d'habitant de domaine Maouchi est de 3275 habitants, on aura donc

$$\alpha_{\text{max}} = 1,3 \text{ et } \beta_{\text{max}} = 1,5$$

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 2$$

Avec un débit de $Q_{\text{max.j}} = 737,8 \text{ m}^3/\text{j}$

Après avoir effectué le dimensionnement du réservoir R1 dans le tableau ci-dessous, on calcule le volume total de ce réservoir

$$P\% = |14,30| + |-6,51| = 20,81\%$$

$$V_{\text{max}} = 20,81 \times 737,80 / 100 = 153,54 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{max}} = \mathbf{153,54 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 153,54 + 120 = 273,54 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{273,54 \text{ m}^3}$$

Le volume total est de 300 m^3 les réservoirs existants est de capacité ($2 \times 350 \text{ m}^3$) donc on va pas projeter un autre réservoir.

Tableau (II-1) : Dimensionnement de R1

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	4,16	0,75	3,41	-	3,41
1-2	4,16	0,75	3,41	-	6,82
2-3	4,16	1	3,16	-	9,98
3-4	4,16	1	3,16	-	13,14
4-5	4,16	3	1,16	-	14,30
5-6	4,16	5,5	-	-1,34	12,96
6-7	4,16	5,5	-	-1,34	11,62
7-8	4,16	3,5	-	-1,34	10,28
8-9	4,17	3,5	0,67	-	10,95
9-10	4,17	6	0,67	-	11,62
10-11	4,17	8,5	-	-1,83	9,79
11-12	4,17	8,5	-	-4,33	5,46
12-13	4,17	6	-	-4,33	1,13
13-14	4,17	5	-	-1,83	-0,7
14-15	4,17	5	-	-0,83	-1,53
15-16	4,17	3,5	-	-0,83	-2,36
16-17	4,17	3,5	0,67	-	-1,69
17-18	4,17	3,5	0,67	-	-1,02
18-19	4,17	6	-	-1,83	-2,85
19-20	4,17	6	-	-1,83	-4,68
20-21	4,17	6	-	-1,83	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

II-10-2 Dimensionnement du réservoir R2

Ce réservoir assure la distribution vers la localité Bouachéne dont le nombre d'habitants est de 1197 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,92$$

$$K_{\max .h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,49 \text{ On prend } K_{\max .h} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit de } Q_{\max .j} = 258,55 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du réservoir R1 sont mentionnés dans le Tableau (II-1) voir (Annexe 2)

D'où on aura :

$$P\% = 28,80\%$$

$$V_{\max} = 28,80 \times 258,55 / 100 = 74,46 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{74,46 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 74,46 + 120 = 194,46 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{194,46 \text{ m}^3}$$

La Capacité du réservoir à projeter sera de 150 m^3

$$Vt = S. H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

D=6,91 m.

II-10-3 Dimensionnement du réservoir R 3

Ce réservoir assure la distribution vers les deux localités El Kitoun et Irzman dont le nombre d'habitants est de : 867 habitants.

$$\alpha_{\max}=1,3 \text{ et } \beta_{\max}=2$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,6 \text{ On prend } K_{\max.h} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit } Q_{\max.j} = 187,27 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du réservoir R3 sont mentionnés dans le Tableau (II-3) voir (Annexe 3)

D'où, on aura :

$$P\% = 29,01\%$$

$$V_{\max} = 29,01 \times 187,27 / 100 = 54,33 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\max} = 54,33 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 54,33 + 120 = 174,32 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{tot}} = 174,32 \text{ m}^3}$$

Le volume total est de 200 m³ les réservoirs existants est de capacité (2×250 m³) donc on va pas projeter un autre réservoir.

II-10-4 Dimensionnement du réservoir R4

Ce réservoir assure la distribution vers les deux localités Amaarat et Taazibt el had, dont le nombre d'habitant est de 5351 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 1.43$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1,86 \text{ On prend } K_{\max.h} = 1,9$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 1187,76 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du réservoir R4 sont mentionnés dans le Tableau (II-4) voir (Annexe 4)

D'où, on aura :

$$P\% = 21,06\%$$

$$V_{\max} = 21,06 \times 1187,76 / 100 = 250,14 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\max} = 250,14 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 250,14 + 120 = 370,14 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{tot}} = 370,14 \text{ m}^3}$$

La capacité du réservoir à projeter est de 350 m³

$$Vt = S. H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

D=10,56m

II-10-5 Dimensionnement du réservoir de R5

Ce réservoir assure la distribution vers les deux localités Bouchouali et Tabia dont le nombre d'habitant est de 729 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 2$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,6 \text{ On prend } K_{\max.h} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 157,47 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement de réservoir R5 sont mentionnés dans le Tableau (II-5) voir (Annexe 5).

D'où, on aura :

$$P\% = 32,96\%$$

$$V_{\max} = 32,96 \times 157,47 / 100 = 51,9 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\max} = 51,9 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 51,9 + 120 = 171,9 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{tot}} = 171,9 \text{ m}^3}$$

La capacité du réservoir à projeter est de 150 m^3

$$Vt = S. H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$\mathbf{D = 6,91m.}$$

II-10-6 Dimensionnement du réservoir R6

Ce réservoir assure la distribution vers les 3 localités Tighert mehleb, Bouncer bouiche et Barbacha centre dont le nombre d'habitant est de 6635 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,38$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1,79 \quad \text{On prend } K_{\max.h} = 1,8$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 1618,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du réservoir R4 sont mentionnés dans le Tableau (II-6) voir annexe (6)

D'où on aura :

$$P\% = 22,57 \%$$

$$V_{\max} = 22,57 \times 1618,06 / 100 = 365,2 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\max} = 365,2 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 365,2 + 120 = 485,2 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{tot}} = 485,2 \text{ m}^3}$$

La capacité du réservoir à projeter est de 400 m^3

$$Vt = S. H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$\mathbf{D = 11,28m.}$$

II-10-7 Dimensionnement du réservoir R7

Ce réservoir assure l'adduction gravitaire vers les villages Khellil et environs ainsi vers la localité Bouchouali –Tabia et les localités Tighert mehleb Barbacha centre et Bouncer bouiche dont le nombre d'habitant total est de : 18020 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,2$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1,5 \quad K_{\max.h} = 1,5$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 4191,3 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (II-7) : Dimensionnement de R7

Heures	Apport %	sortie %	surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	5	4,14	0,86	-	0,86
1-2	5	4,15	0,85	-	1,71
2-3	5	4,15	0,85	-	2,56
3-4	5	4,16	0,84	-	3,4
4-5	5	4,16	0,84	-	4,24
5-6	5	4,16	0,84	-	5,08
6-7	5	4,16	0,84	-	5,92
7-8	5	4,16	0,84	-	6,76
8-9	5	4,17	0,83	-	7,59
9-10	5	4,17	0,83	-	8,42
10-11	5	4,17	0,83	-	9,25
11-12	5	4,17	0,83	-	10,08
12-13	5	4,17	0,83	-	10,91
13-14	5	4,17	0,83	-	11,74
14-15	5	4,17	0,83	-	12,57
15-16	5	4,17	0,83	-	13,4
16-17	5	4,17	0,83	-	14,23
17-18	5	4,17	0,83	-	15,06
18-19	5	4,17	0,83	-	15,89
19-20	5	4,17	0,83	-	16,72
20-21	-	4,18	-	-4,18	12,54
21-22	-	4,18	-	-4,18	8,36
22-23	-	4,18	-	-4,18	4,18
23-24	-	4,18	-	-4,18	0
Total	100	100	-	-	-

D'où, on aura :

$$P\% = 16,72\%$$

$$V_{\max} = 16,72 \times 4191,3 / 100 = 700,79 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{700,79 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 700,79 + 120 = 820,79 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{820,79 \text{ m}^3}$$

La capacité de réservoir à projeter est de 500 m^3

$$Vt = S \cdot H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$D = \mathbf{12,61 \text{ m}}$$

II-10-8 Dimensionnement du réservoir R8

Ce réservoir assure la distribution vers la localité Talla dont le nombre d'habitant est de 801 habitants. Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir du réservoir Aguemoune puis alimente gravitairement les deux réservoirs Tamericht et ainsi que Arzou Ouzemour et Ait Aissi.

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 2$$

$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,6$ On prend $K_{\max.h} = 2,5$
 Avec un débit de : $Q_{\max.j} = 421,95 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau (II-8) : Dimensionnement du réservoir R8

Heures	Apport %	distribution %	Add1 %	Add2 %	surplus %	Déficit%	Résidu%
0-1	-	0,24	1,6	0,85	-2,69	-	-2,69
1-2	8,33	0,24	1,6	0,85	5,64	-	2,95
2-3	-	0,49	1,6	0,85	-2,94	-	0,01
3-4	-	0,82	1,6	0,85	-3,27	-	-3,26
4-5	-	1,43	1,6	0,85	-3,88	-	-7,14
5-6	-	1,43	1,6	0,85	-3,88	-	-11,02
6-7	-	1,85	1,6	0,86	-	-4,31	-15,33
7-8	8,33	4,18	1,6	0,86	-	1,69	-13,64
8-9	8,33	3,61	1,6	0,86	-	2,26	-11,38
9-10	8,33	2,67	1,6	0,86	-	3,2	-8,18
10-11	8,33	1,68	1,6	0,86	4,19	-	-3,99
11-12	8,34	1,68	1,6	0,86	4,2	-	0,21
12-13	8,34	1,44	1,6	0,86	4,44	-	4,65
13-14	8,34	1,44	1,6	0,86	4,44	-	9,09
14-15	8,34	1,93	1,6	0,86	-	3,95	13,04
15-16	-	2,54	1,6	0,86	-	-5	8,04
16-17	-	4,26	1,6	0,86	-	-6,72	1,32
17-18	8,33	3,85	1,6	0,86	-	2,02	3,34
18-19	8,33	2,99	1,6	0,86	-	2,88	6,22
19-20	8,33	0,66	1,6	0,86	5,21	-	11,43
20-21	-	0,66	1,6	0,86	-3,12	-	8,31
21-22	-	0,41	1,6	0,86	-2,87	-	5,44
22-23	-	0,25	1,61	0,86	-2,72	-	-1,45
23-24	-	0,24	1,61	0,86	1,45	-	0
Total	100	41	38,42	20,58	-	-	-

D'où, on aura :

$P\% = 28,37\%$

$V_{\max} = 28,37 \times 421,95 / 100 = 119,71 \text{ m}^3$

$V_{\max} = 119,71 \text{ m}^3$

$V_{\text{tot}} = 119,71 + 120 = 239,71 \text{ m}^3$

$V_{\text{tot}} = 239,71 \text{ m}^3$

La capacité du réservoir projeté est de 50 m^3

$$Vt = S \cdot H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$D = 3,9 \text{ m}$

II-10-9 Dimensionnement du réservoir R9

Ce réservoir assure la distribution vers la localité Tamericht dont le nombre d'habitant est de 689 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 2$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,6 \quad \text{On prend } K_{\max.h} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 162,1 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du réservoir R9 sont motionnée dans le Tableau (II-9) voir (Annexe (7))

D'où, on aura :

$$P\% = 23,62 \%$$

$$V_{\max} = 23,62 \times 162,10 / 100 = 38,29 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{38,29 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 38,29 + 120 = 158,29 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{158,29 \text{ m}^3}$$

Puisque il existe un réservoir de 200 m^3 , Donc on va pas projeter un autre réservoir.

II-10-10 Dimensionnement du réservoir R10

Ce réservoir assure la distribution vers les localités Arzou Ouzemour et Ait Aissi dont le nombre d'habitant est de 402 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 2$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,6 \quad \text{On prend } K_{\max.h} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 86,83 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du réservoir R10 sont motionnée dans le Tableau (II-10) voir (Annexe (8)).

D'où, on aura :

$$P\% = 32,96\%$$

$$V_{\max} = 32,96 \times 86,83 / 100 = 28,62 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{28,62 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 28,62 + 120 = 148,62 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{148,62 \text{ m}^3}$$

Puisque il existe un réservoir de 200 m^3 , Donc on va pas projeter un autre réservoir

II-10-11 Dimensionnement du réservoir R11

Ce réservoir assure la distribution vers la localité de Khellil dont le nombre d'habitant est de 4337 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,48$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1,9$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 995,89 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement de réservoir R11 sont motionnée au Tableau (II-11) voir (Annexe (9))

D'où, on aura :

$$P\% = 21,06\%$$

$$V_{\max} = 21,06 \times 995,89 / 100 = 209,73 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 209,73\text{m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 209,73 + 120 = 329,73\text{m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 329,73\text{m}^3$$

Donc la capacité du réservoir à projeter est de 250 m^3

$$Vt = S \cdot H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$D = 8,92\text{m.}$$

II-10-12 Dimensionnement du réservoir R12

Ce réservoir assure la distribution vers les deux localités Belloutadont le nombre d'habitant est de 867 habitants, ainsi il assure une adduction gravitaire vers le réservoir ouandadja (R13) .

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 2$$

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} K_{\max,h} = 2,6 \quad \text{on prend} \quad K_{\max,h} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max,j} = 531,55\text{m}^3/\text{j}$$

Tableau (II-12) : Dimensionnement du réservoir R12

Heures	Apports %	Dist %	Add %	sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	4,16	0,21	2,69	2,9	1,26	-	1,26
1-2	4,16	0,21	2,69	2,9	1,26	-	2,52
2-3	4,16	0,42	2,69	3,11	1,05	-	3,57
3-4	4,16	0,7	2,7	3,4	0,76	-	4,33
4-5	4,16	1,23	2,7	3,93	0,23	-	4,56
5-6	4,16	1,23	2,7	3,93	0,23	-	4,79
6-7	4,16	1,58	2,7	4,28	-	-0,12	4,67
7-8	4,16	3,57	2,7	6,27	-	-2,11	2,56
8-9	4,17	3,1	2,7	5,8	-	-1,63	0,93
9-10	4,17	2,28	2,7	4,98	-	-0,81	0,12
10-11	4,17	1,44	2,7	4,14	0,03	-	0,15
11-12	4,17	1,44	2,7	4,14	0,03	-	0,18
12-13	4,17	1,23	2,7	3,93	0,24	-	0,42
13-14	4,17	1,23	2,7	3,93	0,24	-	0,66
14-15	4,17	1,65	2,7	4,35	-	-0,18	0,48
15-16	4,17	2,17	2,7	4,87	-	-0,7	-0,22
16-17	4,17	3,64	2,7	6,34	-	-2,17	-2,39
17-18	4,17	3,29	2,7	5,99	-	-1,82	-4,21
18-19	4,17	2,66	2,7	5,36	-	-1,19	-5,4
19-20	4,17	0,56	2,7	3,26	0,91	-	-4,49
20-21	4,17	0,56	2,7	3,26	0,91	-	-3,58
21-22	4,17	0,4	2,7	3,1	1,07	-	-2,51
22-23	4,17	0,22	2,7	2,92	1,25	-	-1,26
23-24	4,17	0,21	2,7	2,91	1,26	-	0
Total	100	35,23	64,77	-	-	-	-

D'où on aura

$$P\% = 10,19\%$$

$$V_{\max} = 10,19 \times 531,55 / 100 = 54,16 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\max} = 54, \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = + 120 = \text{m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{tot}} = 174,16 \text{ m}^3}$$

Donc La capacité du réservoir à projeter est de 150 m³

$$D = S. H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$D = 6,91 \text{ m}$$

II-10-13 Dimensionnement du réservoir R13

Ce réservoir assure la distribution vers les deux localités Ouandadja et Iguer Ousléne dont le nombre d'habitant est de 1523 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,79$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} K_{\max.h} = 2,33 \text{ on prend } K_{\max.h} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 344,28 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement de réservoir R13 sont motionnée au Tableau (II-13) voir Annexe (10)

D'où on aura

$$P\% = 23,62 \%$$

$$V_{\max} = 23,62 \times 344,28 / 100 = 81,32 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\max} = 81,32 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 81,32 + 120 = 201,32 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{tot}} = 201,32 \text{ m}^3}$$

Donc La capacité du réservoir à projeter est de 100 m³

$$D = S. H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$\mathbf{D = 5,64 \text{ m}}$$

II-10-14 Dimensionnement du réservoir R14

Ce réservoir est alimenté à partir de la station de reprise SR4 il assure la distribution vers la localité d'Ighil Larbaa Ouada dont le nombre d'habitants est de : 501 habitants ainsi alimente le réservoir de d'Ighil Larbaa Oufella.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 2$$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} K_{\max.h} = 2,6 \text{ on prend } K_{\max.h} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\max.j} = 108,22 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement de réservoir R14 sont motionnée au Tableau (II-14) voir(Annexe (11))

D'où on aura

$$P\% = 19,1\%$$

$$V_{\max} = 19,1 \times 108,22 / 100 = 20,67 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\max} = 20,67 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 20,67 + 120 = 140,67 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{tot}} = 140,67 \text{ m}^3}$$

Donc la capacité du réservoir à projeter est de 50 m^3

$$Vt = S. H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$\mathbf{D=3,9m}$$

II-10-15 Dimensionnement du réservoir R15

Ce réservoir est alimenté par refoulement à partir du réservoir IghilLarbaaOuada, assure la distribution vers la localité d'IghilLarbaaOufella dont le nombre d'habitants est de 755 habitants.

$$\alpha_{\text{max}} = 1,3 \text{ et } \beta_{\text{max}} = 2$$

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} K_{\text{max.h}} = 2,6 \text{ on prend } K_{\text{max.h}} = 2,5$$

$$\text{Avec un débit de : } Q_{\text{max.j}} = 178,98 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement de réservoir R15 sont motionnée au Tableau (II-15)

voirAnnexe (12)

D'où on aura

$$P\% = 19,1 \%$$

$$V_{\text{max}} = 19,1 \times 178,98 / 100 = 34,19 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{max}} = 34,19\text{m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 34,19 + 120 = 154,19 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{tot}} = 154,19 \text{ m}^3}$$

Puisque il existe un réservoir de 200m^3 , Donc On n'opte pas à projeter un autre réservoir.

II-11 Dimensionnement des stations de reprises

II-11-1 Dimensionnement de la première station de reprise SR1

La première station de reprise reçoit un débit de 6562,78 m³/j, elle refoule le même débit vers la deuxième station de reprise pendant 20 heures.

Tableau (II-16) : Dimensionnement de SR1

Heures	apport %	Refoulement %	surplus %	déficit %	Résidu %
0-1	4,16	5	-	-0,84	-0,84
1-2	4,16	5	-	-0,84	-1,68
2-3	4,16	5	-	-0,84	-2,52
3-4	4,16	5	-	-0,84	-3,36
4-5	4,16	5	-	-0,84	-4,2
5-6	4,16	5	-	-0,84	-5,04
6-7	4,16	5	-	-0,84	-5,88
7-8	4,16	5	-	-0,84	-6,72
8-9	4,17	5	-	-0,83	-7,55
9-10	4,17	5	-	-0,83	-8,38
10-11	4,17	5	-	-0,83	-9,21
11-12	4,17	5	-	-0,83	-10,04
12-13	4,17	5	-	-0,83	-10,87
13-14	4,17	5	-	-0,83	-11,7
14-15	4,17	5	-	-0,83	-12,53
15-16	4,17	5	-	-0,83	-13,36
16-17	4,17	5	-	-0,83	-14,19
17-18	4,17	5	-	-0,83	-15,02
18-19	4,17	5	-	-0,83	-15,85
19-20	4,17	5	-	-0,83	-16,68
20-21	4,17	-	4,17	-	-12,51
21-22	4,17	-	4,17	-	-8,34
22-23	4,17	-	4,17	-	-4,17
23-24	4,17	-	4,17	-	0
Total	100	100	16,68	-	-

D'où on aura

$$P_{\max} = |-16,68| = 16,68 \%$$

$$V_{\max} = 16,68 \times 6562,78 / 100 = 1094,67 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 1094,67 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 1094,67 + 120 = 1214,67 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 1214,67 \text{ m}^3$$

$$Vt = S \cdot H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$D = 19,67 \text{ m}$$

On choisit un volume standard de 1500 m³ pour la première station de reprise

II-11-2 Dimensionnement de la deuxième station de reprise SR2

La deuxième station de reprise reçoit un débit de 6562,78 m³/j, alimente gravitairement les réservoirs des deux localités Bouachène est Domaine Maouchi et refoule un débit de 5566,43 m³/j vers SR3.

Tableau (II-17) : Dimensionnement de SR2

Heures	apport %	adduction Gra 1 %	Adduction Gra 2 %	Reff %	surplus %	déficit %	Résidu %
0-1	5	-	0,46	3,8	0,74	-	0,74
1-2	5	-	0,46	3,8	0,74	-	1,48
2-3	5	-	0,46	3,8	0,74	-	2,22
3-4	5	-	0,46	3,8	0,74	-	2,96
4-5	5	-	0,46	3,8	0,74	-	3,7
5-6	5	-	0,46	3,8	0,74	-	4,44
6-7	5	-	0,46	3,8	0,74	-	5,18
7-8	5	1,48	0,46	3,8	-	-0,74	4,44
8-9	5	1,48	0,47	3,8	-	-0,75	3,69
9-10	5	1,48	0,47	3,8	-	-0,75	2,94
10-11	5	1,48	0,47	3,8	-	-0,75	2,19
11-12	5	1,48	0,47	3,9	-	-0,85	1,34
12-13	5	-	0,47	3,9	0,63	-	1,97
13-14	5	-	0,47	3,9	0,63	-	2,6
14-15	5	-	0,47	3,9	0,63	-	3,23
15-16	5	-	0,47	3,9	0,63	-	3,86
16-17	5	-	0,47	3,9	0,63	-	4,49
17-18	5	1,47	0,47	3,9	-	-0,84	3,65
18-19	5	1,47	0,47	3,9	-	-0,84	2,81
19-20	5	1,47	0,47	3,9	-	-0,84	1,97
20-21	-	-	0,47	-	-	-0,47	1,5
21-22	-	-	0,47	-	-	-0,47	1,03
22-23	-	-	0,47	-	-	-0,47	0,56
23-24	-	-	0,47	-	-	-0,56	0
Total	100	11,82	11,2	-	-	-	-

D'où on aura

$$P_{\max} = 2,56 \%$$

$$V_{\max} = 2,56 \times 6562,78 / 100 = 168,01 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{339,95 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 339,95 + 120 = 459,95 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{495,95 \text{ m}^3}$$

$$Vt = S \cdot H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$D = \mathbf{12,61 \text{ m}}$$

On choisit un volume standard de 500 m³ pour la deuxième station de reprise

II-11-3 Dimensionnement de la troisième station de reprise SR3

La troisième station de reprise reçoit un débit de 5566,43 m³/j alimente gravitairement les localités El Kitoun et Irzmane ; Amaarat et Taazibt El had ainsi elle refoule un débit de 4191, 30 m³/j vers le réservoir Aguemoune.

Tableau (II-18) : Dimensionnement de SR3

Heures	apport %	adduction Gra 1 %	Adduction Gra 2 %	Reff %	surplus %	déficit %	Résidu %
0-1	5	0,88	0,14	3,76	0,22	-	0,22
1-2	5	0,88	0,14	3,76	0,22	-	0,44
2-3	5	0,88	0,14	3,76	0,22	-	0,66
3-4	5	0,88	0,14	3,76	0,22	-	0,88
4-5	5	0,88	0,14	3,76	0,22	-	1,1
5-6	5	0,88	0,14	3,76	0,22	-	1,32
6-7	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	1,53
7-8	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	1,74
8-9	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	1,95
9-10	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	2,16
10-11	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	2,37
11-12	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	2,58
12-13	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	2,79
13-14	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	3
14-15	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	3,21
15-16	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	3,42
16-17	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	3,63
17-18	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	3,84
18-19	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	4,05
19-20	5	0,89	0,14	3,76	0,21	-	4,26
20-21	-	0,89	0,14	-	-	-1,03	3,23
21-22	-	0,89	0,14	-	-	-1,03	2,2
22-23	-	0,89	0,14	-	-	-1,03	1,17
23-24	-	0,89	0,14	-	-	-1,03	0
Total	100	21,3	-	-	-	-	-

$$P_{\max} = 4,26 \%$$

$$V_{\max} = P_{\max} \times Q_{\max,j} / 100 = 229,34 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 237,13 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 237,13 + 120 = 357,13 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 357,13 \text{ m}^3$$

$$Vt = S \cdot H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$D = 18,89 \text{ m}$$

On choisit un volume standard de 400 m³ pour la troisième station de reprise

II-11-4 Dimensionnement de la quatrième station de reprise SR4

La station de reprise de Khellil est alimenté gravitairement à partir du réservoir Aguemounealimente gravitairement R12 et R11 ainsi elle refoule un débit de 466,38m³/s durant 20 heures vers R14.

Tableau (II-19): Dimensionnement de SR4

Heures	apport %	adduction Gra 1 %	Adduction Gra 2 %	Reff %	surplus %	déficit %	Résidu %
0-1	5	2,09	1,12	1,16	0,63	-	0,63
1-2	5	2,09	1,12	1,17	0,62	-	1,25
2-3	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	1,89
3-4	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	2,53
4-5	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	3,17
5-6	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	3,81
6-7	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	4,45
7-8	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	5,09
8-9	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	5,73
9-10	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	6,37
10-11	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	7,01
11-12	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	7,65
12-13	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	8,29
13-14	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	8,93
14-15	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	9,57
15-16	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	10,21
16-17	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	10,85
17-18	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	11,49
18-19	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	12,13
19-20	5	2,08	1,11	1,17	0,64	-	12,77
20-21	-	2,08	1,11	-	-	-3,19	9,58
21-22	-	2,08	1,11	-	-	-3,19	6,39
22-23	-	2,08	1,11	-	-	-3,19	3,2
23-24	-	2,09	1,11	-	-	-3,2	0
Total	100	50,15	26,66	23,19	-	-	-

D'ou on aura

$$P_{\max} = 3,91 \%$$

$$V_{\max} = 3,91 \times 1193,82/100 = 77,96 \text{m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{152,45 \text{m}^3}$$

$$V_{\text{tot}} = 152,45 + 120 = 272,45 \text{m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{272,45 \text{m}^3}$$

$$Vt = S \cdot H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}$$

$$\mathbf{D=9,31 \text{m}}$$

On choisit un volume standard de 300 m³ pour la SR4.

II- 12 Conclusion

Après avoir dimensionner les réservoirs en constate que la commune de Barbacha contient des ouvrages de stockage qui sont suffisante pour la consommation à l'horizon 2045 et d'autre réservoir projeter comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau (II-19):les capacités des réservoirs de la commune Barbacha

Localité	Nom	Existant/Projeté	Capacité (m3)
Domaine Maouchi	R1	Existant	2*350
Bouachéne	R2	Projeter	150
El Kitoun +Irzman	R3	Existant	2*250
Amaarat+Taazibt el had	R4	Projeter	350
Bouchouali et Tabia	R5	Projeter	150
Tighertmehleb, BouncerBouiche et Barbacha centre	R6	Projeter	400
Aguemoune	R7	Projeter	500
Talla	R8	Projeter	50
Tamericht	R9	Existant	200
ArzouOuzemour et Ait Aissi	R10	Existant	200
Khellil	R11	Projeter	250
Bellouta	R12	projeter	150
Ouandadja +IguerOusléne	R13	Projeter	100
IghilLarbaaOuada	R14	Projeter	50
IghilLarbaaOufella	R15	Existant	200

III-1 Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

On distingue deux types d'adduction, cela dépend du relief des zones à alimenter, à savoir :

- ✓ Adduction gravitaire ;
- ✓ Adduction par refoulement ;

III-1-1 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III-1-2 Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III-2 Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains critères d'ordre technique et économique à savoir [1]

- La recherche d'un profil en long aussi régulier que possible, avec une pente orientée vers le réservoir de stockage.
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu aux points qui peuvent donner lieu aux points hauts, à des cantonnements d'air difficile à évacuer, engendrant ainsi la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Chercher à éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds,...), ceci dans le but de faciliter l'accès pour l'entretien, les réparations et faciliter la détection des fuites ainsi que les vannes défectueuses.

III-3 Choix du type des conduites

Une conduite est constituée d'un ensemble de tuyaux assemblés les uns aux autres. On trouve, les plus connues sur le marché de matériel hydraulique, les conduites de types suivants :

- ✓ Conduites en fonte ductile
- ✓ Conduites en acier
- ✓ Conduites en PVC (Chlorure de polyvinyle)
- ✓ Conduites en PEHD (Polyéthylène haute densité)

Dans ce projet, on a opté pour des conduites en fonte ductile et en PEHD, vu les avantages qu'elles présentent [6] :

✓ Conduites en PEHD

❖ *Avantages*

- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres,
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites),
- Répond parfaitement aux normes de potabilité,
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20°C),
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible),
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage.

❖ *Inconvénients*

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

✓ Conduites en fonte ductile

❖ *Avantages*

- Résistance aux pressions élevées ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bar pour les tuyaux ne dépassent 600mm de diamètre, et 40 bar pour les tuyaux de diamètre supérieur ;
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont :
 - o 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) ;
 - o 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide ;
- Bonne résistance aux forces intérieures.

❖ *Inconvénients*

- Très robuste ;
- Sensible au déboîtement ;
- Fragiles ;
- Lourds et très chères.

III-4 Description du schéma d'adduction

Dans le cadre de notre étude le point de démarrage du système d'adduction est le point de piquage **PK** situé à une cote terrain de 26.52 m à partir de transfert Tichi-Haf Akbou de la conduite principale DN 1800. L'eau s'écoulera gravitairement avec un débit de 75.59 l/s jusqu'à la nouvelle station de reprise projetée (SR1), située à une côte de 130.4m d'une longueur de 3800 ml . Cette station sera équipée d'une bache à eau de 1500 m³, l'eau sera ensuite refoulée vers la deuxième station de reprise projetée (SR2) à une côte de 395.6 m avec un débit de 91.15 l/s, cette station est à son tours équipée d'une bache à eau d'une capacité de 500 m³. Tout comme la première station SR2 assure un refoulement vers une autre station de reprise (SR3) à une côte de 606.6 m sur une longueur de 4782 ml avec un débit de 77.31 l/s, SR3 est d'une capacité de 500 m³ cette dernière assure également un refoulement vers le réservoir projeté Agumoune (R7) situé à une côte de 844.4 m et un linéaire de 5733 ml, il est d'une capacité de 500 m³, ce dernier assure l'eau gravitairement vers la station de reprise SR4 d'une capacité de 300m³ qui est à une côte de 520.6 m avec une longueur de 6655 ml et un débit de 23.08 l/s, l'eau sera ensuite refoulée vers le réservoir (R14) à une côte de 674.74 m qui a une longueur de 2557.04 ml, un débit de 6.48 l/s et une capacité de 100 m³, ce réservoir est équipé d'une station de pompage qui servira au refoulement de l'eau vers le réservoir final (R15) qui se situe à une côte de 748.2 m et

qui a une longueur de 2600 ml, un débit de 4.97 l/s et une capacité de 200 m³. Cette chaîne d'adduction principale est équipée des conduites en fonte

III-5 Les équipements utilisés

III-5-1 Robinets vannes

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres. Parmi les différentes vannes qui existent, on distingue [6] :

❖ *Vanne papillon*

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible.

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon (Figure (III-1)). Les angle d'ouverture de la vanne ainsi leur coefficient sont dimensionnés dans (l'annexe 13)



Fig (III-1) : Vanne papillon automatisée

III-5-2 Vidanges

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

III-5-3 Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau) [6].

III-5-4 Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus (Figure (III-2)). L'air compressible est le pire ennemi des installations, les bouchons d'air se compriment et se décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions si l'on ne prévoit pas l'entrée d'air [6] :



Fig (III-2) : Ventouse automatique

III-5-5 Brise-charge

Réservoir intermédiaire dans lequel une partie de l'énergie que possède l'eau à son entrée se trouve brisé et laminée par une vanne pointeau donnant lieu ainsi à une perte de charge singulière, l'autre partie sera transformée en énergie potentielle avec un niveau de base nouveau N pour le tronçon aval[5].

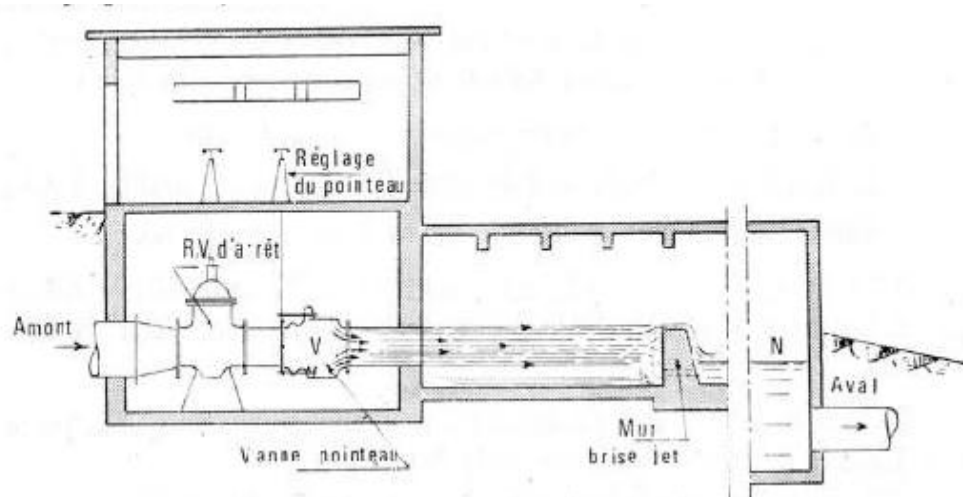


Fig (III-3) : Brise charge

Capacité du brise – charge

La capacité du brise – charge sera déterminée d'après le temps de fermeture de la vanne pointeau et de celle situé en réservoir d'arrivée, et cela pour maintenir la conduite en aval pleine

$$V_{bc} = Q \times T \quad \text{avec} \quad T = 1/4 h$$

Emplacement du brise – charge

Pour déterminer l'emplacement d'un brise charge, on suit les étapes suivantes :

- On trace le profil en long du terrain naturel (TN) de réservoir de départ au réservoir d'arrivée.
- Représenter la ligne piézométrique.

- Tracer une ligne parallèle à la ligne piézométrique qui passe par le point du trop plein du réservoir d'arrivée.

III-6 Etude technico-économique

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, qui repose sur deux critères [6]:

- **Techniquement** le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses accessibles, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0,5 et 2 m/s.
- **Les frais d'investissement** (Frais d'exploitation+Frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

III-6-1 Calcul du diamètre économique

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, deux formules approchées sont utilisées

- **Formule de bonnin :**

$$D_{N1} = \sqrt{Q} \quad (\text{III-1})$$

- **Formule de bress :**

$$D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{III-2})$$

Avec :

- Q : Débit refoulé dans la conduite en m³/s.

On prendra tous les diamètres compris entre **D_{N1}** et **D_{N2}**, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5m/s** et **2 m/s**.

III-6-2 Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III-3})$$

III-6-3 Calcul des pertes de charge

III-6-3-1 Pertes de charge linéaires (HL)

Elles sont déterminées par la formule de Darcy –Weisbbach :

$$HL = J \times L \quad (\text{III-4})$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{III-5})$$

❖ Calcul du coefficient des pertes de charge λ

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes [1]:

Type de régime	formule
Régime turbulent rugueux	Formule de NIKURADZI : $\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D}\right)^{-2}$
Régime transitoire	Formule de COLEBROOK : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right]$

Avec:

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.
- λ : Coefficient de pertes de charge.
- D : Diamètre du tuyau en (m).
- V : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s²).
- L : Longueur de la conduite en (m).
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
K = 0,002 pour les conduites en fonte ductile .
- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III-6})$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau.
- à 20°C : $\nu = 1.00 \times 10^{-6}$ m²/s

Dans les conduites d'adduction en polyéthylène, en utilisant l'abaque des pertes de charge (Annexe 14), On détermine les pertes de charge correspondantes aux diamètres de la gamme choisie.

III-6-3-2 Les pertes de charge singulières H_S

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets..., elles sont estimées à 20% pour les conduites en fonte ductile et 10% pour les conduites en PEHD des pertes de charge linéaires.

$$H_S = X * H_L \quad (\text{III-7})$$

Avec :

X= 20% pour les conduites en Fonte et 10% pour les conduites en PEHD.

III-6-3-3 Les pertes de charge totales H_t

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$H_t = X * H_L = X * J * L \quad (\text{III-8})$$

III-6-4 Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{III-9})$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m);

- Ctp: côte trop-plein du réservoir d'arrivée (m) ;
- Cr : côte radier du réservoir de départ ou la station de reprise de départ (m)

III-6-5 puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{III-10})$$

Avec :

- Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).

III-6-6 Energie consommée par la pompe

Elle est fixée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{III-11})$$

Avec :

- t : Nombre d'heures de pompage (20h).
- P : Puissance de pompage en (KWh).

III-6-7 Frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = E \times e' \quad (\text{DA}) \quad (\text{III-12})$$

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (KWh)
- e' : Prix unitaire du KWh. fixé par la SONELGAZ (4.176 DA)

III-6-8 frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{III-13})$$

Avec :

- PU : Le prix unitaire de la conduite (DA/ml).** Voir (Annexe 15)
- L: Longueur de la conduite en m.
- A: Annuité.

❖ Calcul de l'amortissement annuel

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III-16})$$

Avec :

- A: L'amortissement annuel (Annuité).
- i: Taux d'annuité = 8 %.
- n: Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n =30ans)

Soit : **A = 0,088827433**

III-6-9 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III-17})$$

III-7- Calcul des diamètres économiques pour les conduites

III-7-1 conduites de refoulement

❖ Tronçon 1 : « SR1-SR2 »

- La longueur de l'adduction : $L=1193$ m ;
- La hauteur géométrique : $hg=268,2$ m ;
- Le débit véhiculé $Q =0,09115$ m³/s.

Tableau (III-1) : Calcul de la Hmt

D(mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl(m)	Ht(m)	Hmt(m)
350	0,95	331756,14	0,03344	0,004375	5,21914	6,26296	274,46296
400	0,73	290286,62	0,03195	0,00214	2,55758	3,06909	271,26909
450	0,57	258032,56	0,03076	0,00114	1,36650	1,63980	269,83980

Tableau (III-2) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

D(mm)	P (Kwh)	E (Kwh)	Fexp (Da)	prix ml(Da)	L (m)	f amts (Da)
350	350,59957	2559376,86	10664923,4	8750	1193	927247,37
400	346,51972	2529593,98	10540818,1	11000	1193	1165682,41
450	344,69394	2516265,79	10485279,6	15300	1193	1621358,26

Tableau (III-3) : Le bilan

D(mm)	350	400	450
Frais exp (Da)	10664923,4	10540818,1	10485279,6
Frais amts (Da)	927247,4	1165682,4	1621358,2
Bilan (Da)	11592170,8	11706500,5	12106637,8

Le diamètre économique est de **350 mm** avec une vitesse de **0,95 m/s**

❖ Tronçon 2 : « SR2-SR3 »

- La longueur de l'adduction : $L=4782$ m ;
- La hauteur géométrique : $hg= 214$ m ;
- Le débit véhiculé $Q =0,07731$ m³/s.

Tableau (III-4) : Calcul de la Hmt

D(mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl(m)	Ht(m)	Hmt(m)
300	1,09	328322,718	0,03343667	0,00680397	32,5365845	39,0438742	253,043874
350	0,80	281419,472	0,03194578	0,00300759	14,3822954	17,2587556	231,258756
400	0,62	246242,038	0,03075799	0,00148526	7,10251332	8,52303241	222,523032

Tableau (III-5) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

D(mm)	P (Kwh)	E (Kwh)	Fexp (Da)	prix ml(Da)	L (m)	f amts (Da)
300	274,194438	2001619,4	8340748,03	6800	4782	2888454,95
350	250,58842	1829295,46	7622674,2	8750	4782	3716761,88
400	241,122525	1760194,43	7334730,19	11000	4782	4672500,65

Tableau (III-6) : Le bilan

D(mm)	300	350	400
Frais exp (Da)	8340748,03	7622674,2	7334730,19
Frais amts (Da)	2888454,95	3716761,88	4672500,65
Bilan (Da)	11229203	11339436,1	12007230,8

Le diamètre économique est de **300 mm** avec une vitesse de **1,09 m/s**

❖ **Tronçon 3 : «SR3-R7»**

- La longueur de l'adduction : $L=5733$ m ;
- La hauteur géométrique : $h_g=241$ m ;
- Le débit véhiculé $Q=0,05821\text{m}^3/\text{s}$.

Tableau (III-7) : Calcul de la Hmt

D(mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl(m)	Ht(m)	Hmt(m)
250	1,19	296611,465	0,03543203	0,0101684	58,2954372	69,9545562	310,954556
300	0,82	247176,221	0,03351511	0,00386537	22,1601662	26,5922139	267,592214
350	0,61	211865,332	0,0320467	0,00171002	9,80354466	11,7642214	252,764221

Tableau (III-8) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

D(mm)	P (Kwh)	E (Kwh)	Fexp (Da)	prix ml(Da)	L (m)	f amts (Da)
250	253,667887	1851775,57	7716348,82	5750	5733	2928174,13
300	218,294121	1593547,08	6640310,69	6800	5733	3462884,19
350	206,197866	1505244,42	6272353,51	8750	5733	4455917,16

Tableau (III-9) : Le bilan

D(mm)	250	300	350
Frais exp (Da)	7716348,82	6640310,69	6272353,51
Frais amts (Da)	2928174,13	3462884,19	4455917,16
Bilan (Da)	10644523	10103194,9	10728270,7

Le diamètre économique est de **300 mm** avec une vitesse de **0,82 m/s**

❖ **Tronçon 4 : «SR4-R14»**

- La longueur de l'adduction : $L=2557,04$ m ;
- La hauteur géométrique : $h_g=157,14$ m ;
- Le débit véhiculé $Q=0,00648\text{m}^3/\text{s}$.

Tableau (III-10) : Calcul de la Hmt

D(mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl(m)	Ht(m)	Hmt(m)
80	1,89	103136,943	0,03543203	0,03751937	95,9385299	115,126232	207,437871
100	0,83	82509,5541	0,03351511	0,01162921	29,7363551	35,6836232	172,302145
125	0,53	66007,6433	0,0320467	0,0036437	9,31708665	11,1805076	168,320508

Tableau (III-11) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

D (mm)	P (Kwh)	E (Kwh)	Fexp (Da)	prix ml(Da)	L (m)	f amts (Da)
80	24,7137498	180410,373	751770,025	2200	2557,04	499697,661
100	17,5027022	127769,726	532416,448	2800	2557,04	635978,841
125	15,2785414	111533,353	464759,48	3000	2557,04	681405,901

Tableau (III-12) : Le bilan

D (mm)	80	100	125
Frais exp	751770,025	532416,448	464759,48
Frais amts	499697,661	635978,841	681405,901
Bilan (Da)	1251467,69	1168395,29	1146165,38

Le diamètre économique est de **125 mm** avec une vitesse de **0,53 m/s**

❖ **Tronçon 5 : «R14 – R15»**

- La longueur de l'adduction : $L=2600$ m ;
- La hauteur géométrique : $hd=78,46$ m ;
- Le débit du véhiculé $Q=0,00497$ m³/s.

Tableau (III-13) : Calcul de la Hmt

D(mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl(m)	Ht(m)	Hmt(m)
80	0,99	79219,7452	0,03543203	0,02213573	57,552898	69,0634854	147,523485
100	0,63	63375,7962	0,03351511	0,00686102	17,838652	21,4063759	99,8663759
125	0,41	50700,6369	0,0320467	0,00214972	5,589272	6,70711454	85,1671145

Tableau (III-14) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

D(mm)	P (Kwh)	E (Kwh)	Fexp (Da)	prix ml(Da)	L (m)	f amts (Da)
80	10,2854955	75084,1169	312875,515	2200	2600	508092,919
100	6,96279073	50828,3723	211801,827	2800	2600	646663,715
125	5,93794248	43346,9801	180626,866	3000	2600	692853,98

Tableau (III-15) : Le bilan

D(mm)	80	100	125
Frais exp (Da)	312875,515	211801,827	180626,866
Frais amts (Da)	508092,919	646663,715	692853,98
Bilan (Da)	820968,434	858465,542	873480,846

Le diamètre économique est de **80 mm** avec une vitesse de **0,99 m/s**

III-7-2 conduites gravitaire

❖ Tronçon 1 : «PK- SR1»

Ce tronçon est alimenté à partir du point de piquage, l'écoulement se fait gravitairement vu la grande pression qui règne dans la conduite principale du transfert qui est d'environ 14 bars.

- Débit : $Q = 0,07596 \text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 3800 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite entre 253,98 et 439,91 m ; - Hauteur disponible : $H_d = 140 \text{ m}$;
- H_T : Pertes de charge totale = $(CTP(SR1) - CP(PK)) + H_t$.

Avec : H_t perte de charge totale dans la conduite.

D'après la gamme des diamètres disponible on a 300, 350 et 400 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (III-16) : Calcul de la perte de charge total

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)
300	1,08	322547,77	0,033431731	0,006565748	24,949841	29,93980884
350	0,79	276469,52	0,031949283	0,002903036	11,0315385	13,23784616
400	0,60	241910,83	0,045217068	0,002107337	8,00788114	9,60945767

Pour que l'eau arrive à la station de reprise SR1, il faut que $H_T < H_d$.

Dans ce cas on optera pour un diamètre de **300 mm**, car $H_T = 135,82 \text{ m}$ est inférieure à $H_d = 140 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,08 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et même diamètre, on utilise une vanne papillon de diamètre 300 mm afin de créer des pertes de charge singulières.

▪ Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = H_d - H_T = 140 - 135,82 = 4,18 \text{ m.}$$

▪ Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne « ξ » :

$$\xi = J_v \times \frac{2g}{V^2} ; \xi = 70,31.$$

▪ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne (θ) :

Pour, $\xi = 70,31$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de $54,42^\circ$.

❖ Tronçon 2 : «SR2-R2»

- $Q = 0,00898 \text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 516 \text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d = 164,7 \text{ m}$;
- Les diamètres minimum et maximum sont : 75,63 et 151,26 mm.

Par suite, les diamètres normalisés sont : 80,100 et 125 mm. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-17) : Calcul de la perte de charge total

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)
80	1,79	142993,63	0,05330672	0,10850416	55,9881466	67,1857759
100	1,14	114394,90	0,04897395	0,03267701	16,8613372	20,2336046
125	0,73	91515,923	0,04521743	0,00988257	5,09940612	6,11928734

Le diamètre choisi est de **80 mm**, car $H_t = 67,19\text{m} < H_d = 164,7\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **1,79m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 80 mm.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = H_d - H_T = 164,7 - 67,19 = \mathbf{97,51\text{m}}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne « ξ » :**

$$\xi = J_v \times \frac{2g}{V^2}, \quad \xi = \mathbf{597,09}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne (θ) :**

Pour, $\xi = 597,09$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de **67,57 °**.

❖ **Tronçon 3 : « SR3-R4 »**

- $Q = 0,01375 \text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 3559 \text{ m}$;

- Hauteur disponible : $H_d = 41,20\text{m}$;

- Les diamètres minimum et maximum sont : 108,05 et 187,15mm.

Par suite, les diamètres normalisés sont : 125,160 et 200 mm (**PN 10**). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-18) : Calcul de la perte de charge total

D_{ext}(mm)	D_{int}(mm)	V (m/s)	Re	J (m/m)	HI (m)	Ht(m)
125	110,2	1,4	154280	0,015	53,38	58,74
160	141	0,9	126900	0,005	17,80	19,58
200	176,2	0,56	98672	0,0016	5,69	6,26

Le diamètre choisi est de **125 mm**, car $H_t = 19,57\text{m} < H_d = 41,2\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **0,9m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 125 mm.

Tel que : les pertes de charge de cette dernière et de ($J_v = 21,66 \text{ m}$) et un coefficient d'ouverture ($\xi = 523,68$), avec une angle d'ouverture ($\theta = 66,41^\circ$)

❖ **Tronçon 4 : « R7 –R6 »**

- $Q = 0,01873 \text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 1403 \text{ m}$;

- Hauteur disponible : $H_d = 78,2 \text{ m}$;

- Les diamètres minimum et maximum sont : 109,22 et 218,43mm.

Par suite, les diamètres normalisés sont : 125, 160 et 200 mm (**PN 10**). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-19) : Calcul de la perte de charge total

D_{ext}(mm)	D_{int}(mm)	V (m/s)	Re	J(m/m)	HI (m)	Ht(m)
125	110,2	1,9	209380	0,024	33,672	37,0392
160	141	1,2	169200	0,0083	11,6917	12,8608
200	176,2	0,75	132150	0,0028	3,9284	4,32124

Le diamètre choisi est de **125 mm**, car $H_t = 37,04\text{m} < H_d = 78,2\text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,9m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 125 mm.

Tel que : les pertes de charge de cette dernière et de ($J_v = 41,16\text{ m}$) et un coefficient d'ouverture ($\xi = 223,7$), avec une angle d'ouverture ($\theta = 61,67^\circ$)

❖ **Tronçon 5 : « R7-R5 »**

- $Q = 0,00729\text{m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 3900\text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d = 43,2\text{ m}$;
- Les diamètres minimum et maximum sont : 78,14 et 136,29 mm.

Par suite, les diamètres normalisés sont : 90, 110 et 125 mm (**PN 10**). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-20) : Calcul de la perte de charge total

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	J(m/m)	Hl (m)	Ht(m)
90	79,2	1,5	118800	0,026	101,4	111,54
110	96,8	0,96	92928	0,009	35,1	38,61
125	110,2	0,79	87058	0,0051	19,89	21,879

Le diamètre choisi est de **110 mm**, car $H_t = 38,61\text{m} < H_d = 43,2\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **0,96m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 110 mm.

Tel que : les pertes de charge de cette dernière et de ($J_v = 4,59\text{ m}$) et un coefficient d'ouverture ($\xi = 97,72$), avec une angle d'ouverture ($\theta = 57,63^\circ$)

❖ **Tronçon 6 : « R7- R8 »**

- $Q = 0,00978\text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 2800\text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d = 352,78\text{ m}$;
- Les diamètres minimum et maximum sont : 78,93 et 157,74 mm.

Par suite, les diamètres normalisés sont : 80, 100 et 125 mm. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-21) : Calcul de la perte de charge total

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)
80	1,95	155732,48	0,053318561	0,128726475	360,434129	432,5209546
100	1,25	124585,99	0,048950453	0,038725418	108,43117	130,1174036
125	0,80	99668,79	0,045179488	0,011711989	32,793568	39,35228136

Le diamètre choisi est de **100 mm**, car $H_t = 130,12\text{ m} < H_d = 352,78\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **1,25 m/s**.

$h_t = 222,66\text{ m}$, avec un linéaire de 2800 m, dans ce cas on peut placé un brise charge .

- **Capacité de brise- charge**

$$Q = 0,00978\text{ m}^3/\text{s}.$$

$$T = 1/4\text{ h}$$

$$V_{bc} = Q \times T = 35,2 \times 1/4$$

La capacité de brise de charge est de $8,80\text{ m}^3$

- **Emplacement du brise charge**

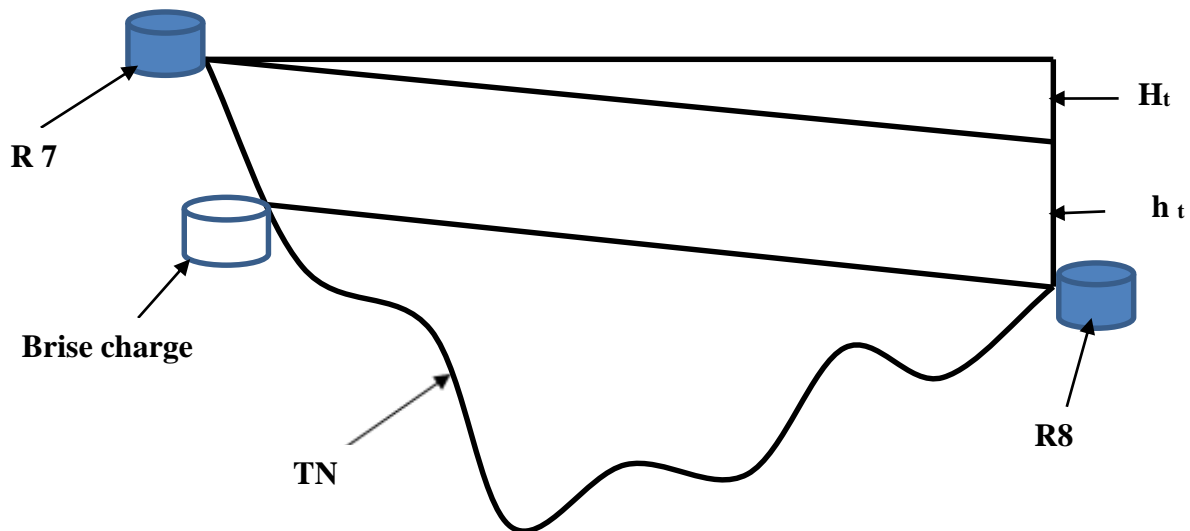


Fig (III-4) : installation de brise charge

❖ **Tronçon 7 : «R8- R9»**

- $Q=0,00563 \text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L= 2100 \text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d= 112,44 \text{ m}$.
- Les diamètres minimum et maximum sont : $69,15$ et $119,77 \text{ mm}$.

Par suite, les diamètres normalisés sont : $90, 110$ et 125 mm (**PN 16**). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-22) : Calcul de la perte de charge total

$D_{\text{ext}} \text{ (mm)}$	$D_{\text{int}} \text{ (m)}$	$V \text{ (m/s)}$	Re	$J \text{ (m/m)}$	$Hl \text{ (m)}$	$Ht \text{ (m)}$
90	73,6	1,4	103040	0,025	52,5	57,75
110	90	0,92	82800	0,009	18,9	20,79
125	102,2	0,65	66430	0,004	8,4	9,24

Le diamètre choisi est de **90 mm**, car $H_t= 57,75\text{m} < H_d= 112,44\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **1,4m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 90 mm .

Tel que : les pertes de charge de cette dernière et de ($J_v=54,69 \text{ m}$) et un coefficient d'ouverture ($\xi =547,46$), avec une angle d'ouverture ($\theta =66,78^\circ$)

❖ **Tronçon 8: «R8- R10 »**

- $Q=0,00402 \text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L= 1800 \text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d= 64,82 \text{ m}$;
- Les diamètres minimum et maximum sont $58,43$ et $101,20\text{mm}$;

Par suite, les diamètres normalisés sont : $75, 90$ et 110 mm (**PN 10**). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-23) : Calcul de la perte de charge total

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	J(m/m)	Hl (m)	Ht(m)
75	66	1,16	76560	0,0178	32,004	35,2044
90	79,2	0,82	64944	0,0080	14,4	15,84
110	96,8	0,52	50336	0,0028	5,04	5,544

Le diamètre choisi est de **75 mm**, car $H_t = 35,20\text{m} < H_d = 64,82\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **1,16 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 75 mm.

Tel que : les pertes de charge de cette dernière et de ($J_v = 29,62\text{ m}$) et un coefficient d'ouverture ($\xi = 431,88$), avec une angle d'ouverture ($\theta = 64,96^\circ$).

❖ **Tronçon 9 : «R7 - SR4»**

- $Q = 0,02308\text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 6655\text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d = 320,8\text{ m}$;
- Les diamètres minimum et maximum sont : 121,25 et 242,49 mm .

Par suite, les diamètres normalisés sont : 125, 150 et 200 mm. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-24) : Calcul de la perte de charge total

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)
125	1,88	235210,1911	0,044936182	0,064875303	431,745144	518,094173
150	1,31	196008,4926	0,042136472	0,02444754	162,698379	195,238054
200	0,74	147006,3694	0,045217068	0,006225664	41,431793	49,71815642

Le diamètre choisi est de **150 mm**, car $H_t = 195,24\text{ m} < H_d = 320,8\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **1,31 m/s**.

$h_t = 125,56\text{ m}$, avec un linéaire de 2800 m, dans ce cas on peut placé un brise charge .

- **Capacité de brise- charge :**

$$Q = 0,02308\text{ m}^3/\text{s}. \quad T = 1/4\text{ h} \quad V_{bc} = Q \times T = 83,09 \times 1/4$$

La capacité de brise de charge est de $20,77\text{ m}^3$

- **Emplacement du brise charge**

Le schéma d'emplacement du brise charge Voir (Annexe (16))

❖ **Tronçon 10 : «SR4-R11»**

- $Q = 0,01153\text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 300\text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d = 113,2\text{ m}$.
- Les diamètres minimum et maximum sont : 85,70 et 171,39 mm .

Par suite, les diamètres normalisés sont : 110,125 et 160 mm (**PN 16**). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-26) : Calcul de la perte de charge total

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	J(m/m)	Hl (m)	Ht(m)
110	90	1,9	171000	0,03	9	9,9
125	102,2	1,4	143080	0,016	4,8	5,28
160	130,8	0,87	113796	0,005	1,5	1,65

Le diamètre choisi est de **110 mm**, car $H_t = 9,9 \text{ m} < H_d = 113,2 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,9 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 110 mm.

Tel que : les pertes de charge de cette dernière et de ($J_v = 103,30 \text{ m}$) et un coefficient d'ouverture ($\xi = 561,43$), avec une angle d'ouverture ($\theta = 67,01^\circ$)

❖ **Tronçon 11 : «SR4-R12»**

- $Q = 0,00615 \text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 1300 \text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d = 43,15 \text{ m}$;
- Les diamètres minimum et maximum sont : 72,23 et 125,18 mm.

Par suite, les diamètres normalisés sont : 90, 110 et 125 mm (**PN 10**). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-27) : Calcul de la perte de charge total

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	J(m/m)	Hl (m)	Ht(m)
90	79,2	1,3	102960	0,019	24,7	27,17
110	96,8	0,83	80344	0,0067	8,71	9,58
125	110,2	0,64	70528	0,0035	4,55	5,01

Le diamètre choisi est de **90 mm**, car $H_t = 27,17 \text{ m} < H_d = 43,15 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,3 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 90 mm.

Tel que : les pertes de charge de cette dernière et de ($J_v = 15,98 \text{ m}$) et un coefficient d'ouverture ($\xi = 185,52$), avec une angle d'ouverture ($\theta = 61,07^\circ$)

❖ **Tronçon 12 : «R12 –R13 »**

- $Q = 0,00797 \text{ m}^3/\text{s}$; - Longueur : $L = 2810 \text{ m}$;
- Hauteur disponible : $H_d = 28,08 \text{ m}$;
- Les diamètres minimum et maximum sont : 71,25 et 142,49 mm.

Par suite, les diamètres normalisés sont : 90, 110 et 125 mm (**PN 10**). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III-28) : Calcul de la perte de charge total

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	J(m/m)	Hl (m)	Ht(m)
90	79,2	1,5	118800	0,023	64,63	71,093
110	96,8	0,97	93896	0,0086	24,166	26,583
125	110,2	0,75	82650	0,0048	15,455	17,001

Le diamètre choisi est de **110 mm**, car $H_t = 26,58\text{m} < H_d = 28,08\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **0,97 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de 110 mm.

Tel que : les pertes de charge de cette dernière et de ($J_v = 1,5 \text{ m}$) et un coefficient d'ouverture ($\xi = 31,28$), avec une angle d'ouverture ($\theta = 49,52^\circ$)

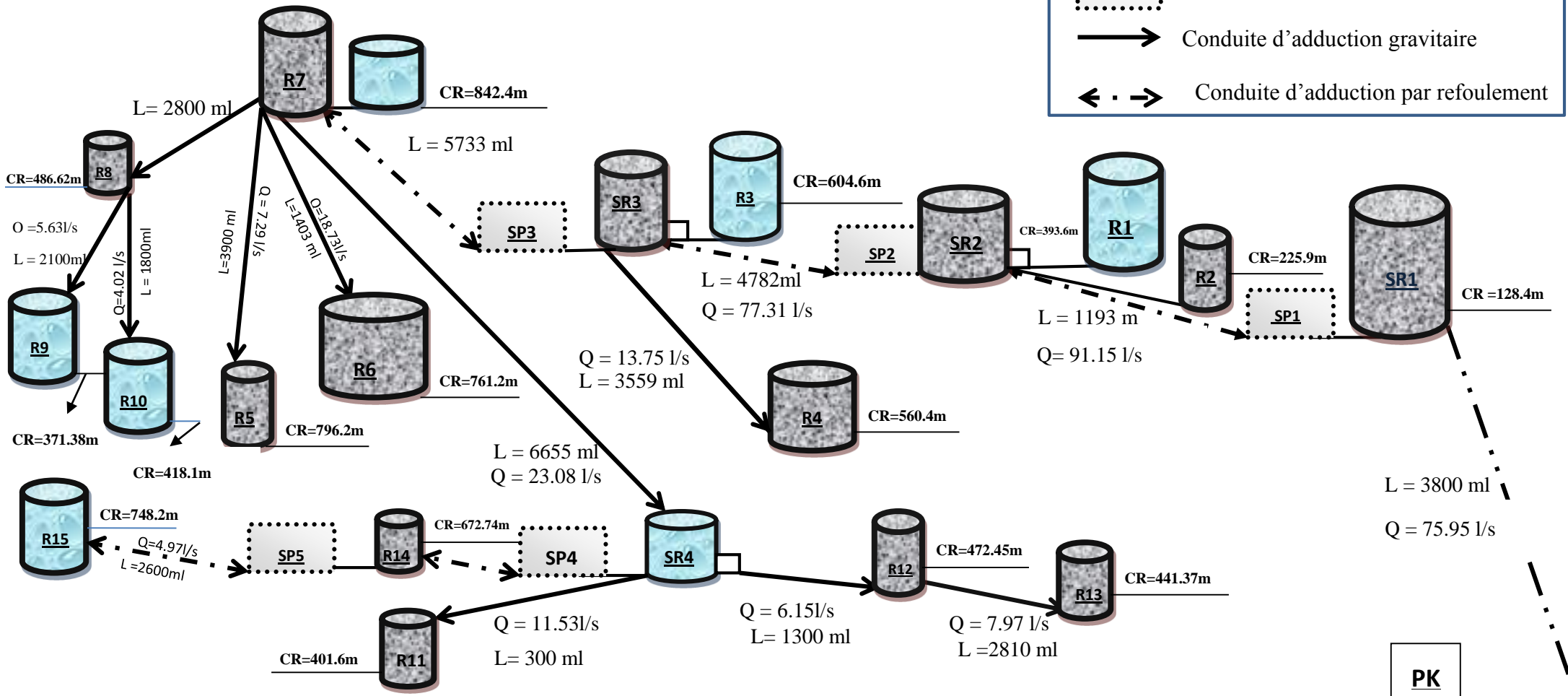
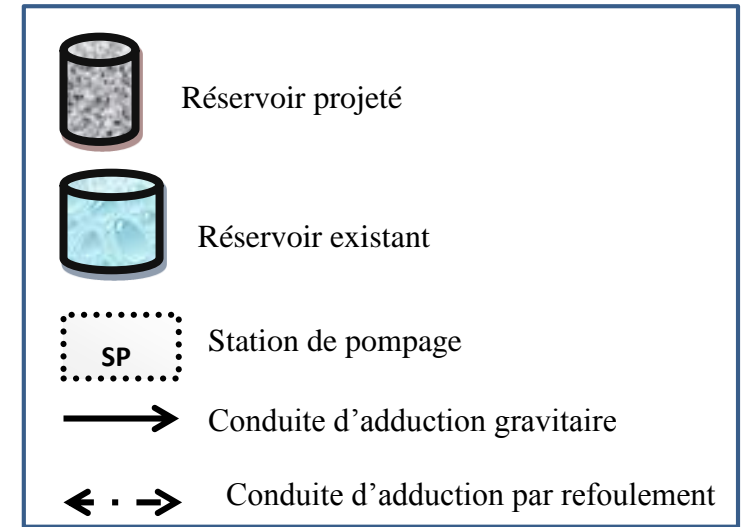
III-8 Conclusion

L'étude technico-économique de notre chaîne d'adduction composée de deux parties Principales, refoulement et gravitaire, nous a permis de conclure les caractéristiques présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (III-30) : Tableau récapitulatif des différents diamètres et vitesses

Tronçon	Mode de transfère	matériau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	V(m/s)
SR1-SR2	Refoulement	Fonte	1193	350	0,95
SR2-SR3		Fonte	4782	300	
SR3-R7		Fonte	5733	300	
SR4-R14		Fonte	2557,04	125	0,53
R14-R15		Fonte	2600	80	0,99
Pk-SR1	Gravitaire	PEHD	3800	300	1,8
SR2-R2		PEHD	516	80	1,79
SR3-R4		PEHD	3559	160	0,9
R7-R6		PEHD	1403	125	1,9
R7-R5		PEHD	3900	110	0,96
R7-R8		Fonte	2800	100	1,25
R8-R9		PEHD	2100	90	1,4
R8-R10		PEHD	1800	75	1,16
R7-SR4		Fonte	6655	125	1,88
SR4- R11		PEHD	300	110	1,9
SR4- R12		PEHD	1300	90	1,3
R12-R13		PEHD	2810	110	0,97

Description du schéma d'adduction



PK

IV-1 Introduction

On peut définir par le mot « pompe » tout appareil qui aspire des fluides d'une région à basse pression pour les refouler vers une autre à haute pression. Ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle de la pompe est la transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

IV-2 Types des pompes

Les pompes sont divisées en deux classes principales selon le mode de fonctionnement [10]

• Les pompes volumétriques

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par variation de volume. On peut distinguer :

- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

• Les turbos pompes

Elles sont les plus utilisées dans les projets d'alimentation en eau potable, on peut citer :

- Les pompes centrifuges (monocellulaire et multicellulaire) ;
- Les pompes à hélice ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

IV-3 Le choix du type de la pompe

Le choix du type de la pompe à installer se base sur les critères :

- Le débit à refouler (Q) ;
- La hauteur manométrique totale (Hmt) ;
- Assurer le rendement maximum (η).

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages suivantes [4]:

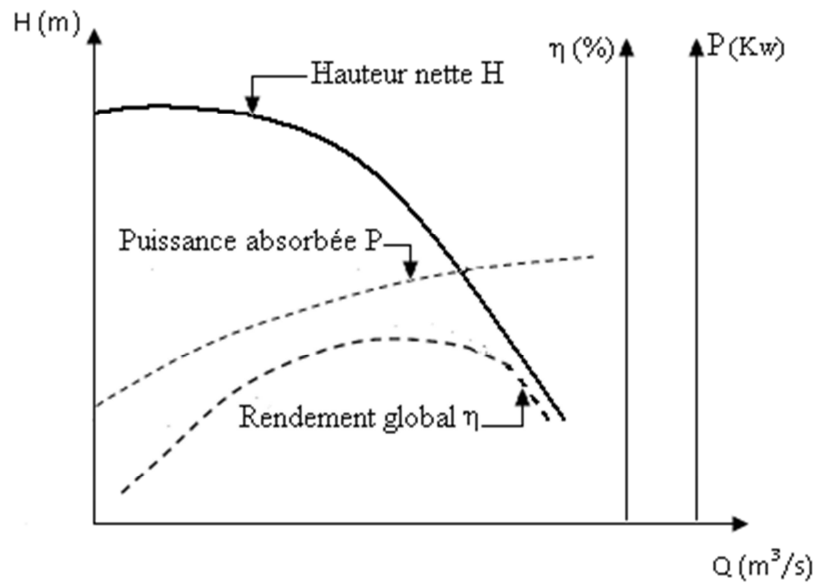
- Elles constituent des groupes légers peu encombrants ;
- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- Elles sont susceptibles de travailler dans des conditions maximum de rendement élevé.

IV-4 Courbes caractéristiques de la pompe

Les performances d'une pompe sont exprimées par les trois types de courbes suivantes [3]:

- La courbe débit hauteur (Q, H) : exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit $H = f(Q)$;
- La courbe des puissances absorbées en fonction du débit $P = f(Q)$;
- La courbe des rendements : exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $\eta = f(Q)$.

Le point d'intersection de la courbe (Q, H) avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou encore on l'appelle point à vanne fermée.



Fig(IV-1) : Courbes caractéristique d'une pompe.

IV-4-1 Puissance absorbée

L'expression de la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$Pa = \frac{9.81 \cdot Hmt \cdot Q}{\eta} \tag{IV-1}$$

Avec :

- Pa : Puissance absorbée en (Kw) ;
- Q : Débit a refoulé en (m³/s) ;
- Hmt : Hauteur manométrique total (m) ;
- η : Rendement de la pompe.

IV-4-2 Hauteur manométrique totale (Hmt)

La hauteur manométrique totale est donnée par la formule suivante

$$Hmt=Ha+Hr+Jt \text{ (m)} \tag{IV-2}$$

Avec :

- **Hr** : La hauteur géométrique de refoulement, elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontale de la pompe. Et pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

- **Ha**: La hauteur géométrique d'aspiration, qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal, ce sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

- **Jt** : pertes de charges totales (aspiration ; refoulement), la pompe devra compenser cette dissipation d'énergies, qui seront évaluées en hauteur d'eau.

$$Jt= Ja+Jr \text{ (m)}$$

- Ja: pertes de charge à l'aspiration;
- Jr: pertes de charge au refoulement.

IV-5 Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques de la pompe « $H=f(Q)$ » est celle de la conduite de refoulement « $H_c = f(Q)$ », tel que :

$$H_c = H_g + CQ^2 \quad (\text{m}) \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique ;
- CQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;
- C : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

A cet effet, on procédera à une comparaison entre plusieurs solutions, à savoir :

- Réduction du temps de pompage
- Le vannage
- Le rognage
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe

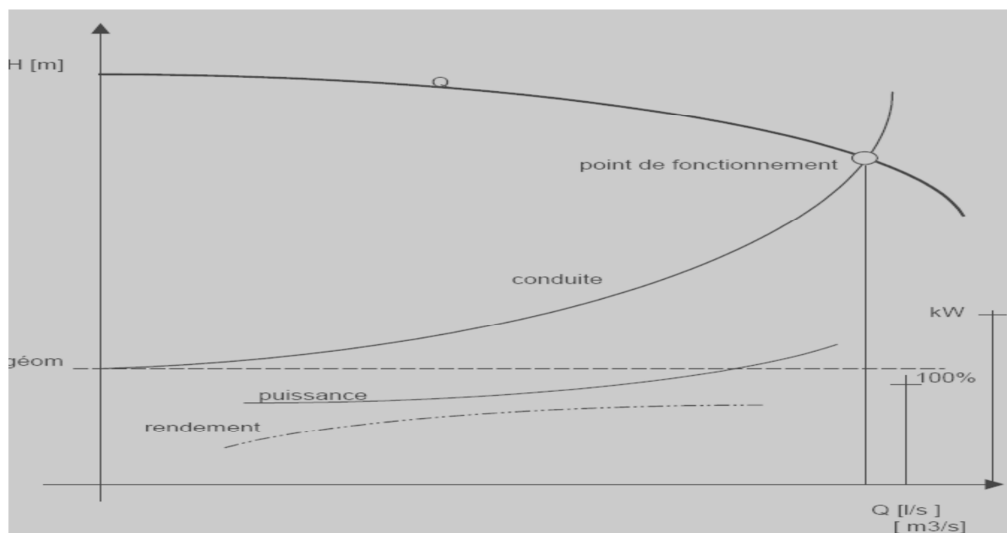


Fig (IV-2) : Point de fonctionnement d'une pompe

IV-6 Recherche du point de fonctionnement :

- **Première variante** : Réduction où augmentation du temps de pompage

Le point de fonctionnement P1 étant à droite de P2, le débit relevé Q_1 sera plus important que Q_2 et la durée de pompage sera réduite.

Le volume arrivant au réservoir pendant 20 heures est :

$$V = 20 * Q_1 = 20 * Q_2$$

D'où :

$$T_1 = 20 * Q_2 / Q_1 \quad (\text{IV-4})$$

Avec

- 20 : nombre d'heures de pompage pendant la journée.

- La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV-5})$$

- η : Rendement correspondant au point P1 (Q1, H1).

➤ **Deuxième variante** : variation de la vitesse de rotation

Cette méthode consiste à faire varier la vitesse de rotation, à cet effet, on cherche une vitesse N' , pour cela on trace la parabole $H_2 = a * Q^2$ passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$

$$N' = N \times \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} \quad (\text{tr/mn}) \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

$$H_2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g Q H}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV-7})$$

➤ **Troisième variante** : Rognage de la roue

Le rognage de roue consiste à réduire le diamètre extérieur de la roue sans modifier le corps de pompe.

➤ **Quatrième variante** : Régulation par étouffement (Le vannage)

Le principe de cette méthode est d'accepter la caractéristique de la pompe et de vanner sur le refoulement (la courbe $H=f(Q)$) pour créer une perte de charge de façon à obtenir le débit désiré (Q). C'est pour cela d'ailleurs que le vannage est souvent déconseillé

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

$$H' = H + h \quad (\text{IV-9})$$

Où :

- H' : la hauteur manométrique totale au point désiré (Q, H).
- h : perte de charge engendrée par le vannage.
- η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

IV- 7 Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène dû à l'existence de poches de vapeur dans un liquide en écoulement. Le phénomène de cavitation est reconnaissable par [10] :

- Une chute des courbes caractéristiques de la pompe (diminution du débit et de la pression) ;
- Chocs et vibrations notables ;

- Des bruits de cailloux brassés

Pour éviter la cavitation, nous devons respecter la condition suivante :

$$\mathbf{N.P.S.H.d > N.P.S.H.r}$$

Avec :

- N.P.S.H.d : (Net Positive Suction Head) qui peut être traduite comme la charge d'aspiration disponible calculée par l'utilisateur ;

- N.P.S.H.r : Charge d'aspiration requise qui est donnée par le constructeur.

Le calcul de la N.P.S.H.d se fait en utilisant l'équation de Bernoulli :

- $NPSHd = \frac{P_o}{\varpi} + Ha - (Ja + hv)$: Pour une aspiration en charge.

- $NPSHd = \frac{P_o}{\varpi} - Ha - (Ja + hv)$: Pour une aspiration en dépression.

Avec :

- Ha : hauteur d'aspiration ;

- Ja : pertes de charges à l'aspiration ;

- hv : tension de vapeur d'eau pompée (à $T=20^\circ\text{C}$, $hv=0.24\text{m}$) ;

- $\frac{P_o}{\varpi}$: Pression au plan d'eau en (m) :

$$\frac{P_o}{\varpi} = 10.33 - (0.0012 \cdot a)$$

Avec :

- a : altitude de la station de reprise.

Pour les pompes centrifuges Ha doit être < 7 à 6m .

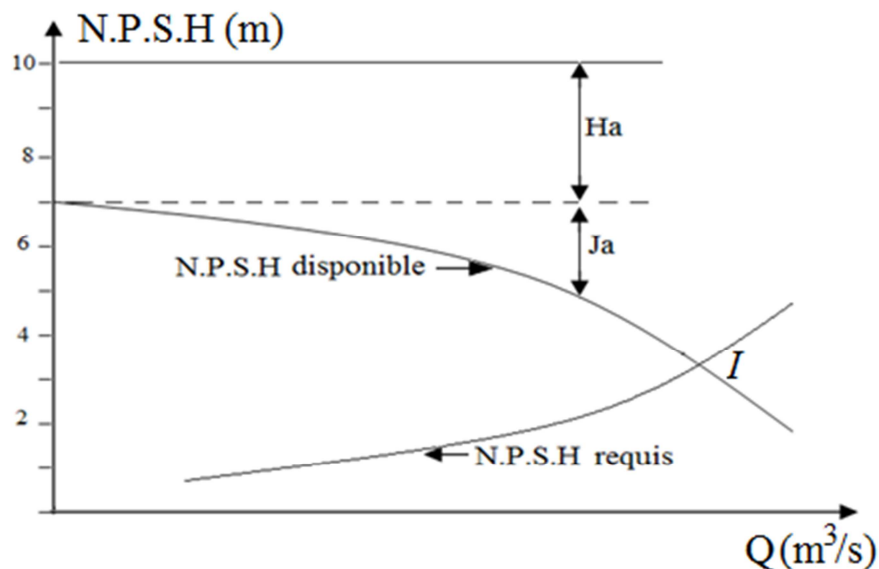


Fig (IV-3): Point de fonctionnement à l'aspiration.

Les deux courbes se coupent au point I, il y aura lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par I afin d'obtenir :

$$\mathbf{N.P.S.H.d > N.P.S.H.r}$$

IV- 8 Choix du type des pompes pour différentes station

Pour le choix du type de la pompe on peut utiliser plusieurs logiciels comme le logiciel CAPRARI ainsi le logiciel KSB.

IV-8-1 Pompe du tronçon « SR1-SR2 »

- **Caractéristique de la conduite :**

- $Q = 328,14 \text{ m}^3/\text{h}$; - $L = 1193 \text{ m}$;
- $H_g = 268,2 \text{ m}$; - $HMT = 274,46 \text{ m}$;
- $D = 350 \text{ mm}$.

- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel KSB, on opte pour une pompe Multitec de type (A 125/3-10.2 10.63) dont les caractéristiques sont comme suit (voir annexe (17)) :

- $N = 2983 \text{ tr/min}$; - $\eta = 81,6\%$;
- $P = 300,07 \text{ KW}$; - $N.P.S.H.r = 6,79 \text{ m}$;
- Le point de fonctionnement : $P (Q = 328,14 \text{ m}^3/\text{h}, H = 274,46 \text{ m})$
- Le point désiré : $P_1 (Q_2 = 328,14 \text{ m}^3/\text{h}, H_1 = 274,46 \text{ m})$.

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, (voir fig (IV- 4)).

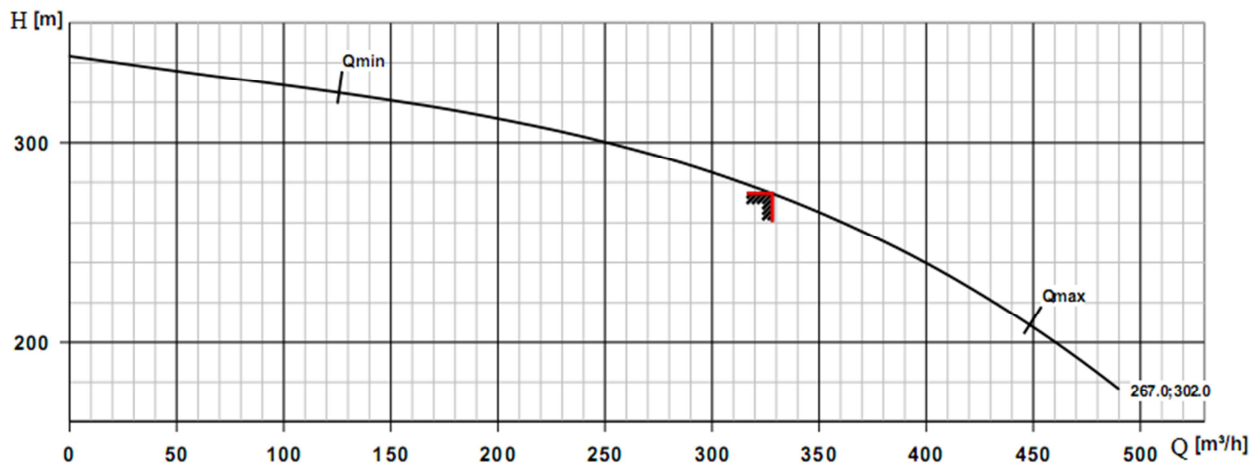


Fig (IV-4): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon SR1-SR2.

- **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 128,6 \text{ m}$
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 127,4 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1,2 \text{ m}$
- $H_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$\frac{P_o}{\rho} = 10,33 - 0,0012 \times 128,6 = 10,17 \text{ m};$$

$$N.P.S.H.d = 10,17 + 1,2 - (0 + 0,24) = 11,13 \text{ m};$$

$N.P.S.H.d > N.P.S.H.r$, D'où la pompe ne cavite pas.

IV-8-2 Pompe du tronçon « SR2-SR3 »

- **Caractéristique de la conduite :**

- $Q = 278,32 \text{ m}^3/\text{h}$; - $L = 4782 \text{ m}$;
- $H_g = 214 \text{ m}$; - $H_{mt} = 253,04 \text{ m}$;
- $D = 300 \text{ mm}$.

- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel KSB, on opte pour une pompe Multitec de type (A 125/ 3-10.2 10.63) dont ces caractéristiques sont comme suit (voir annexe (18)) :

- $N = 2993 \text{ tr/min}$; - $\eta = 79,3\%$;
- $P = 241,13 \text{ KW}$; - N.P.S.H.r = 6,15 m.
- Le point de fonctionnement : P ($Q = 278,32 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 253,04 \text{ m}$),
- Le point désiré : P_1 ($Q_1 = 278,32 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_1 = 253,04 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, (voir fig (IV-5)).

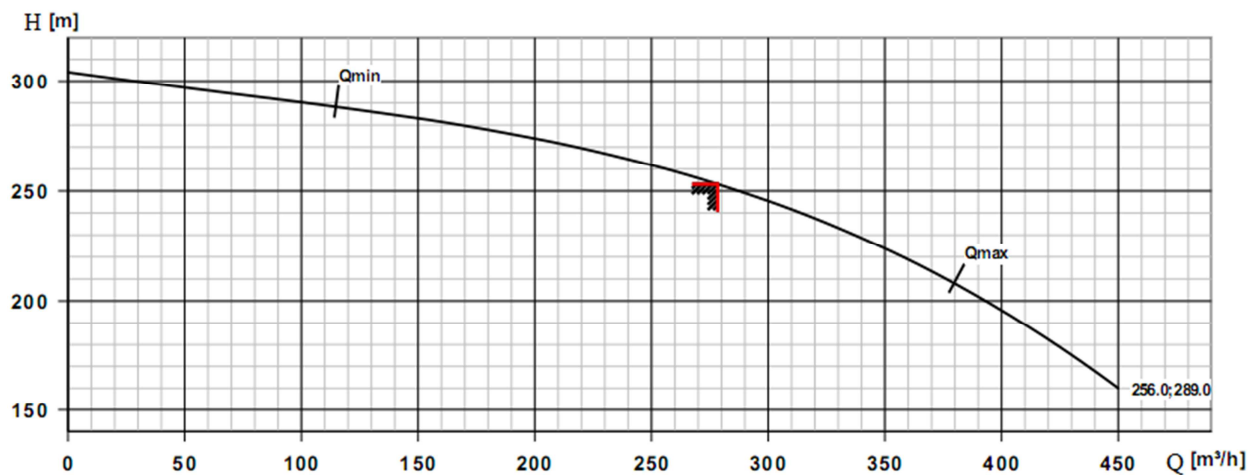


Fig (IV-5): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon SR2-SR3.

- **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 393,8 \text{ m}$;
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 392,6 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1,2 \text{ m}$.
- $H_a > 0$, donc la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$\frac{P_o}{\varpi} = 10,33 - 0,0012 \times 393,8 = 9,86 \text{ m}$$

$$\text{N.P.S.H.d} = 9,86 + 1,2 - (0 + 0,24) = 10,82 \text{ m}$$

$\text{N.P.S.H.d} > \text{N.P.S.H.r}$, D'où la pompe ne cavite pas.

IV-8-3 Pompe du tronçon « SR3- R7 »

- **Caractéristique de la conduite :**

- $Q = 209,56 \text{ m}^3/\text{h}$; - $L = 5733 \text{ m}$;
- $H_g = 240,8 \text{ m}$; - $\text{HMT} = 267,59 \text{ m}$;
- $D = 300 \text{ mm}$.

- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel KSB, on opte pour une pompe Multitec de type (A 125/ 3-10.2 10.63) dont ces caractéristiques sont comme suit (voir annexe (19)) :

- $N = 2988$ tr/min ; - $\eta = 77,9\%$;
- $P = 195,71$ KW ; - N.P.S.H.r=4,69 m.
- Le point de fonctionnement : P ($Q = 209,56$ m³/h, $H = 267,59$ m),
- Le point désiré : P₁ ($Q_1 = 209,56$ m³/h, $H_1 = 267,59$ m).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré (voir fig (IV-6))

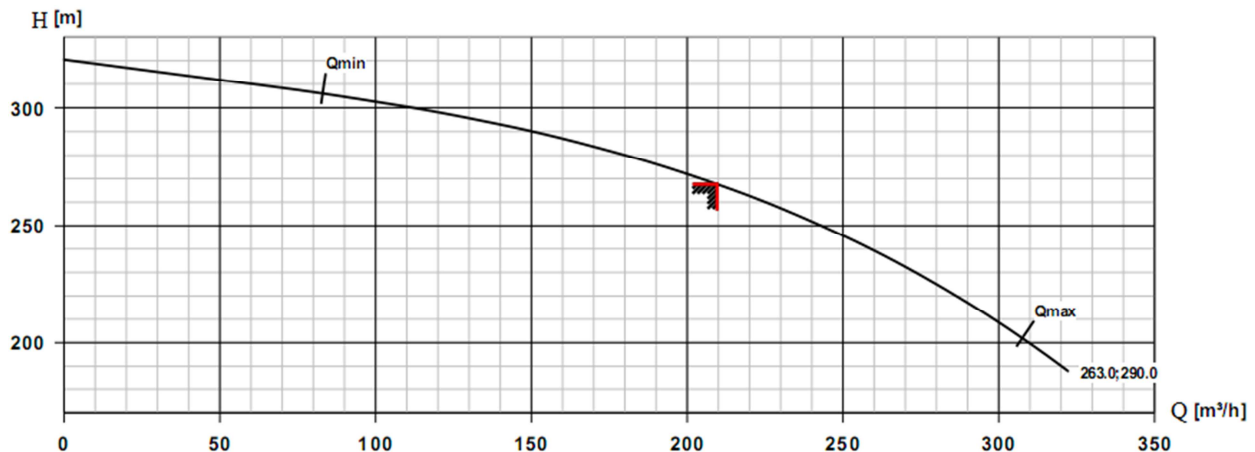


Fig (IV-6): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon SR3- R7.

- **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 604,8$ m
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 603,6$ m
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1,2$ m.
- $H_a > 0$, donc la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$\frac{P_o}{\rho} = 10,33 - 0,0012 \times 604,8 = 9,6 \text{ m}$$

$$\text{N.P.S.H.d} = 9,6 + 1,2 - (0 + 0,24) = 10,56 \text{ m}$$

$\text{N.P.S.H.d} > \text{N.P.S.H.r}$, D'où la pompe ne cavite pas.

V-8-4 Pompe du tronçon « SR4 – R14 »

- **Caractéristique de la conduite :**

- $Q = 6,48$ l/s ; - $L = 2557,04$ m ;
- $H_g = 157,14$ m - $\text{HMT} = 168,32$ m ;
- $D = 125$ mm.

- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel KSB, on opte pour une pompe Multitec de type (A 50 / 5C-3 .1 10.61) dont ces caractéristiques sont comme suit (voir annexe (20)) :

- $N = 2963$ tr/min ; - $\eta = 63,4\%$.
- $P = 16,67$ KW ; - N.P.S.H.r = 2 m.

- Le point de fonctionnement : P ($Q = 23,32 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 169,96 \text{ m}$),
- Le point désiré : P₁ ($Q_1 = 23,32 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_1 = 168,32 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (voir fig (IV-7))

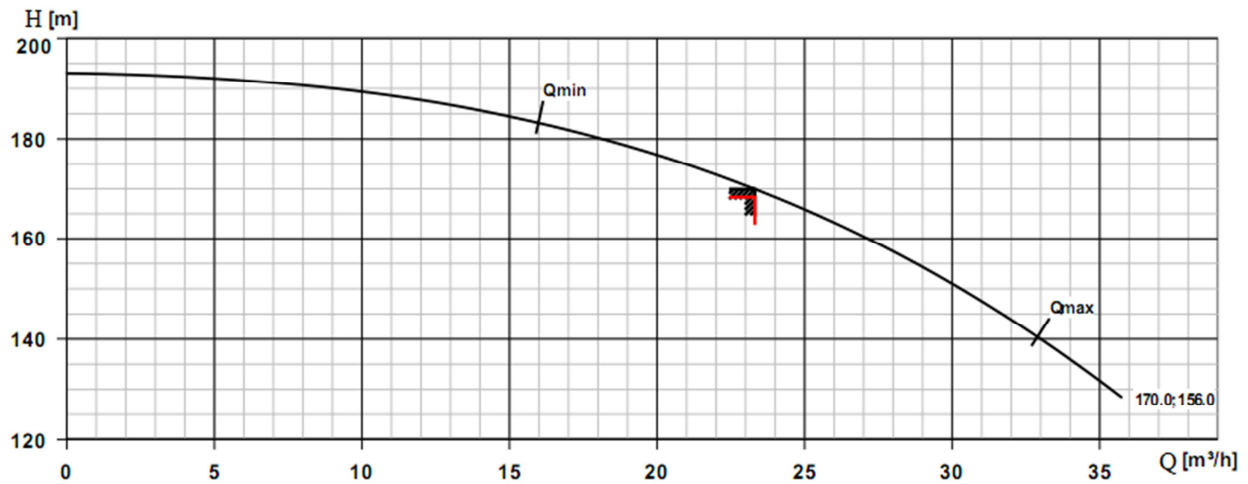


Fig (IV-7): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon SR4 – R14

- **Réalisation du point de fonctionnement**
- **1^{ère} variante : Réduction du temps de pompage**

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T \times Q = T_1 \times Q_1$$

D'où :

$$T_1 = 20 \times \frac{23,32}{23,32} = 20 \text{ h.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0065 \times 169,96}{0,646}$$

D'où : **P = 16,72 KW.**

- **2^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation**

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} \text{ (Tr/min)}$$

L'équation du curve iso rendement s'écrit :

$$H_2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H_2 = 0,3095128 Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₁ ($Q_1 = 23,32 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_1 = 168,32 \text{ m}$). D'où :

$$N' = 2963 \times \sqrt{\frac{168,32}{228,79}} = 2541 \text{ Tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00648 \times 168,32}{0,646}$$

D'où : **P=16,56KW**

- **3^{ème} variante : Rognage**

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

- **4^{ème} variante : vannage**

$$H = H' - H_{mt} = 169,96 - 168,32 = \mathbf{1,64m}$$

Les coordonnées du point H' sont : H'=169,96m, Q=23,32 l/s et $\eta = 64,6\%$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0065 \times 169,96}{0,646}$$

D'où : **P = 16,72KW**

On optera pour la deuxième variante qui présente une puissance minimale.

- **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : Ca = 518,8 m
- La cote de l'axe de la pompe : Cp = 517,6 m
- Hauteur d'aspiration : Ha = 1,2m.
- Ha > 0, donc la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$\frac{P_o}{\rho} = 10,33 - 0,0012 \times 518,8 = 9,71m$$

$$N.P.S.H.d = 9,71 + 1,2 - (0 + 0,24) = 10,67 m$$

N.P.S.H.d > N.P.S.H.r, D'où la pompe ne cavite pas.

IV-8-5 Pompe du « R14 –R15 »

- **Caractéristique de la conduite :**

- Q = 4,97 l/s; - L = 2600m;
- Hg = 78,46 m; - HMT = 147,52m;
- D = 80mm.

- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type (HMU40-1/7B) dont ces caractéristiques sont comme suit (voir annexe (21)) :

- N = 2950 tr/min ; - $\eta = 66,9$;
- P = 11,2KW ; - N.P.S.H.r = 1,98m.
- Le point de fonctionnement : P (Q = 5,1 l/s, H = 151m),
- Le point désiré : P₁ (Q₁ = 4,97l/s, H₁ = 147,52m).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (voir fig (IV-8))

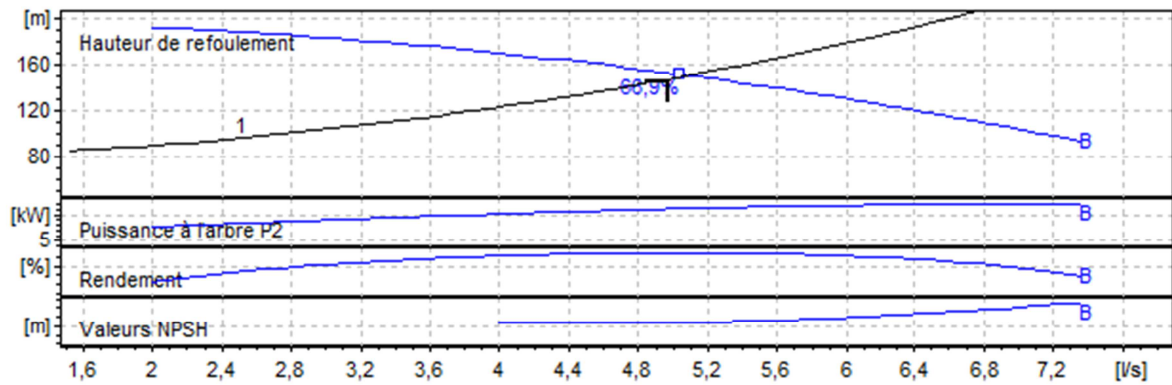


Fig (IV-8): courbes caractéristiques de la pompe au niveau du tronçon R14 –R15

▪ Réalisation du point de fonctionnement

• 1^{ère} variante : Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T_2 \times Q_2 = T_1 \times Q_1$$

D'où :

$$T_1 = 20 \times \frac{4,97}{5,1} = 19\text{h et } 49\text{ mn.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0051 \times 151}{0,669}$$

D'où : **P = 11,29KW**

• 2^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} \quad (\text{Tr/min})$$

L'équation du courbe iso rendement s'écrit :

$$H_2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H_2 = 5,97 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P (4,97l/s, 147,52m) D'où :

$$N' = 2950 \times \sqrt{\frac{147,52}{152,12}} = 2905 \text{ Tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 0,00497 \times 147,52}{0,669}$$

D'où : **P = 10,75KW**

- **3^{ème} variante : Rognage**

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

- **4^{ème} variante : vannage**

$$H = H' - H_{mt} = 110 - 108,62 = \mathbf{1,38 \text{ m}}$$

Les coordonnées du point H' sont : H'=153,33m, Q'=4,97 l/s et $\eta = 66,9\%$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00497 \times 153,33}{0,669}$$

$$\text{D'où : } \mathbf{P = 11,17KW}$$

On optera pour la deuxième variante qui présente une puissance minimale.

- **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration : Ca =672,94 m
- La cote de l'axe de la pompe : Cp =671,74m
- Hauteur d'aspiration : Ha =1,2 m.
- Ha > 0, donc la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 672,94 = 9,52\text{m}$$

$$\text{N.P.S.H.d} = 9,52 + 1,2 - (0 + 0,24) = 10,48 \text{ m}$$

N.P.S.H.d > N.P.S.H.r, D'où la pompe ne cavite pas.

V-10- Conclusion

Dans le choix des types de pompe on a utilisé le logiciel caprari, qui a permis de choisir une pompe horizontale multicellulaire de type HMU40-1/7B ce qui nous a donné un rendement idéal et une puissance absorbée minimal, on a également utilisé le catalogue KSB pour les premières pompes ce qui a donné un rendement idéal et une puissance absorbée minimal.

V -1 Introduction

Le coup de bélier est un phénomène transitoire provoqué par la mise en marche ou l'arrêt d'une pompe, la fermeture ou l'ouverture brusque d'une vanne, le prélèvement instantané d'un débit important. Il provoque une propagation d'onde et une oscillation en masse de l'eau à l'intérieur de la conduite. Il est à l'origine de variations importantes de la pression qui peuvent être soit supérieur à la pression nominale de la conduite, soit inférieure à la pression atmosphérique. C'est un désordre qu'on ne peut pas supprimer mais qu'il faut contrôler afin qu'il reste dans les limites de prise en charge par les installations.

V-2 Analyse physique du phénomène

Soit une conduite de refoulement de longueur L et de diamètre d , soumis à un arrêt brusque du débit à la suite d'une disjonction du groupe électropompes, quatre phases peuvent être envisagées [5] :

1^{ère} Phase :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désigné par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est L/a . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

2^{ème} Phase :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps L/a C'est-à-dire à $2L/a$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se retrouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

3^{ème} Phase :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps L/a , C'est à dire à $3L/a$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

4^{ème} Phase :

Grace à l'élasticité de la conduite celle -ci agissant à la manière d'un ressaut reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/a c'est dire à $4 L/a$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. la période du mouvement est donc $4 L/a$.

Le phénomène se produirait infiniment s'il n'était pas freiné, amorti, par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

V-3 Les dispositifs de protection

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépression éventuelles à des valeurs raisonnables.

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Les dispositifs les plus utilisées sont [3] :

V-3-1 Les réservoirs d'air

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

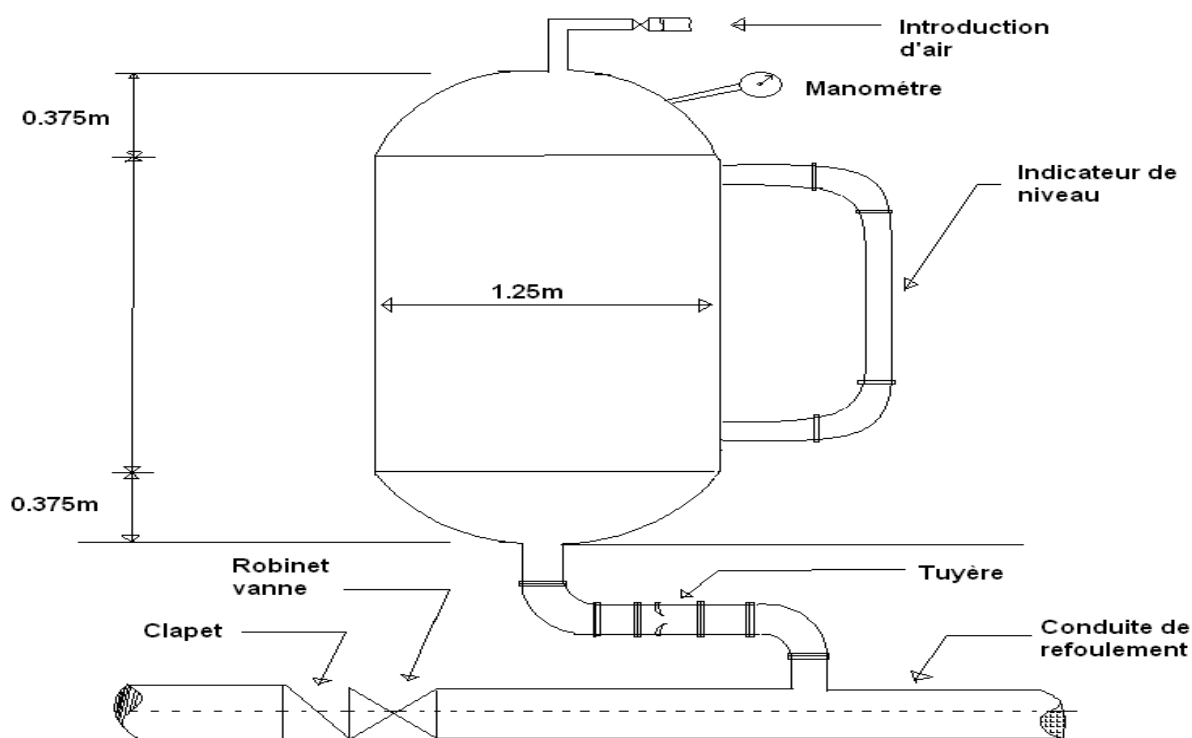


Fig (V-1) : Réservoir d'air

V-3-2 Cheminée d'équilibre

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier.

Cependant, un autre phénomène d'oscillation en masse, d'une nature complètement différente, apparaît entre la cheminée et le réservoir. Dans le cas de refoulement dans des dénivellations importantes, l'utilisation des cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Il est toutefois à noter que ce dispositif anti-bélier est plutôt réservé pour les transferts d'eau brute et les forts débits (Fig V-2).

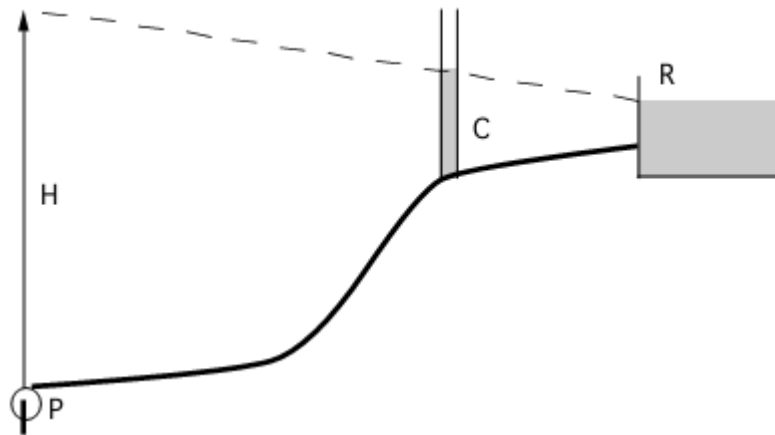


Fig (V-2): Cheminée d'équilibre.

V-3-3 Les soupapes de décharge

Le rôle d'une soupape de décharge est dévié à l'extérieur de conduite quand la pression à l'intérieur de conduite atteint un point critique.

Ces soupapes seront placées le long de conduite suivant les niveaux des risques et à chaque nœud important de conduite.

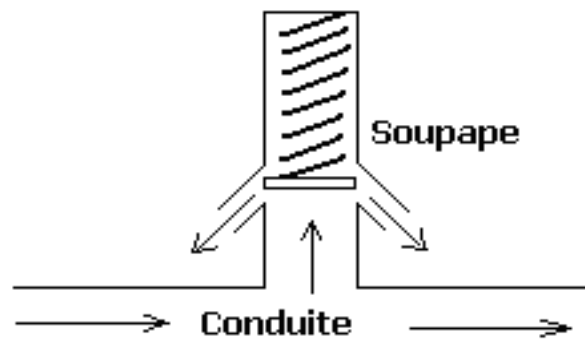


Fig (V-3) : Soupape de décharge

V-3-4 Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. ce volant, qui est calé sur l'arbre du groupe restitue l'énergie cinétique qu'il a accumulé pendant la marche en régime normal, au moment de disjonction et permet ainsi d'allonger ou de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. En d'autres termes, la vitesse de rotation diminue lentement et il en est de même pour son débit.

V-4 Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service [9].

V -4-1 La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{V-1})$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 83 pour le PEHD et 0,6 pour la Fonte.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V₀ : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{V-3})$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V-4})$$

Où :

H₀: La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

- H₀ = H_g + 10

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique,
- H₀ : Pression absolue de la conduite.

➤ **2^{ème} Cas : Fermeture lente**

- La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$.
- La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (V-5)$$

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Conclusion

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne de refoulement, il existe une surpression au niveau de tronçon SR1-SR2 et une dépression au niveau de tronçon R14 – R15. Donc on optera pour la protection au moyen des réservoirs d'air placés après chaque station de reprise, et aussi pour quelque tronçon gravitaire on optera pour des vannes à fermeture lente.

V- 5 Méthode de calcul d'un réservoir d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale dans la conduite.

V-5-1 Principe de calcul

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixées, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement [4].

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la dépression ou pour la surpression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de l'étranglement, ou des deux. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements ; mais en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne.

Le principe est le suivant, une fois fixées à priori les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement :

- Il sera fait application du diagramme de Bergeron où l'on aura toute fois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement. Comme la conduite est supposée présenter un diamètre uniforme, ce n'est là qu'un changement d'appellation.
- Les régimes seront considérés à rythmes entiers où $\Delta t = \frac{2 \times L}{a}$, en prenant $\frac{L}{a}$ comme unité de temps.

V-5-2 Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé U_0 . Sur le diagramme $H = f(V)$, le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de V_{f0} en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de H_0 (Fig (V-4)), telle que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V-6)$$

Où :

- H_g : Hauteur géométrique,
- H_0 : Pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite (a/g) et $(-a/g)$ en tenant compte des échelles horizontales et verticales.

Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse V_{f1} de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression Z .

L'intersection de Z et V_{f1} doit couper la droite (a/g) en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite

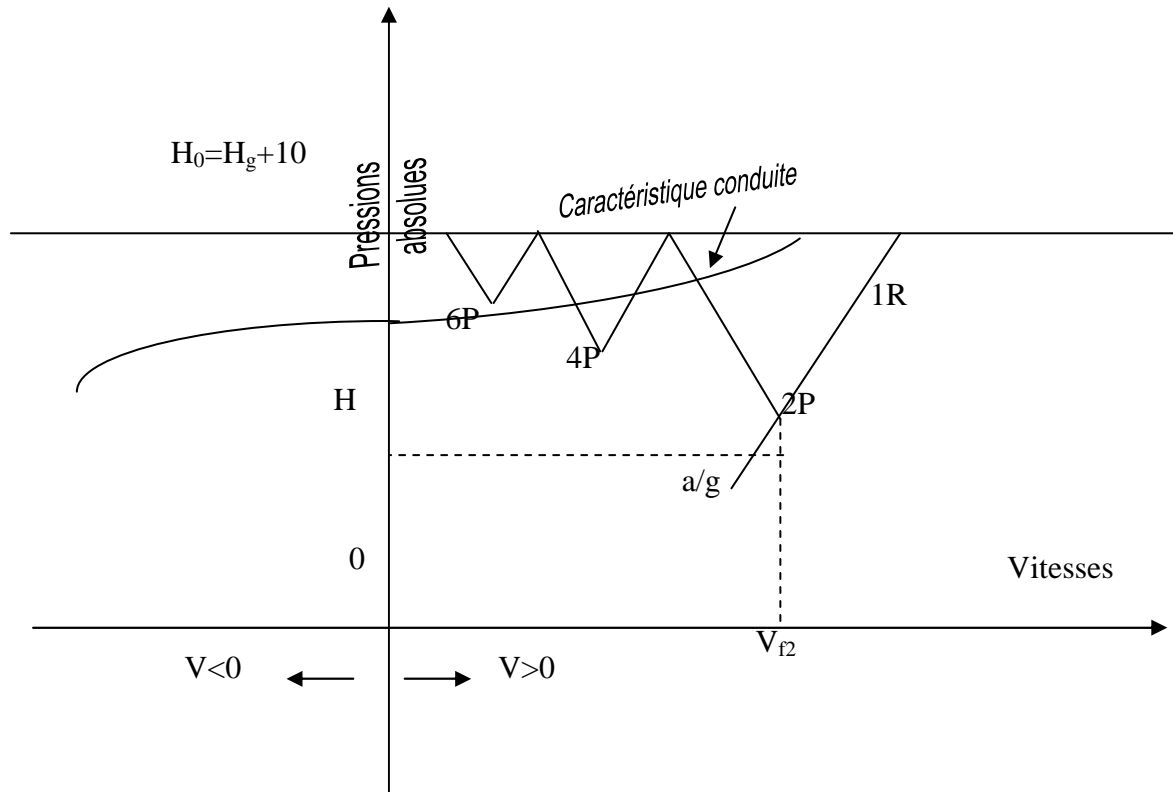


Fig (V-4) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron

V -5-3 Principe de calcul du réservoir d'air

1- Les temps se suivent selon les valeurs de $T = \frac{2 \times L}{a}$

2- L'augmentation ou la diminution (ΔU) de ce volume est due, à l'eau que le réservoir s'écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad (V-7)$$

Où :

- S : Section de la conduite,
- T : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite,
- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

$$\text{Avec : } V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$$

3- Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente ΔU .

4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (V-8)$$

Où :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal,
- Z_0 : Pression absolue,
- U_0 : Volume d'air initial,
- V : Volume nouveau de l'air,
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

5- La vitesse dans la tubulure

❖ Cas de la montée de l'eau :

$$\phi = \frac{D}{2}$$

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0.92

$$V_1/V_f = D^2/d'^2 = K \quad (V-9)$$

Où :

- V_1 : Vitesse dans la tuyère ;
- V_f : vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement (m) ;
- Φ : Diamètre de la tubulure (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m).
- d' : Diamètre de la veine contractée dans la tuyère (m) ;
- d : Diamètre de la tuyère.

Avec :

$$d' = 0.92 d \quad (V-10)$$

- d : Sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \text{ compris entre } 15 \text{ et } 20 \quad (V-11)$$

❖ Cas de la descente de l'eau :

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \cdot \frac{D^2}{d^2} = K' \quad (V-12)$$

Où :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère,

6- Calcul des pertes de charge

• Cas de la montée de l'eau :

$$\Delta H_1 = C \cdot \frac{V_1^2}{2g} \quad (V-13)$$

$$C = f(m)$$

Avec :

$$m = (0,92 \cdot d)^2 / D^2 \quad (V-14)$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (**Annexe (22)**).

• Cas de la descente de l'eau :

$$\Delta h_2 = C' \times (V^2 / 2g) \quad (V-15)$$

Avec :

$$\begin{aligned} C' &= f(m') \\ m' &= 1/2 \times (d/D)^2 \end{aligned} \quad (V-16)$$

La valeur de «C'» est lue sur l'abaque (**Annexe (22)**).

La Perte de charge δ est donnée par la formule de COLEBROOCK

Pour la fonte:

$$\delta = 1.2 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{V-17})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

➤ Cas de la montée : $Z - \Delta h_1 - \delta$ (V-18)

➤ Cas de la descente : $Z' + \Delta h_2 + \delta$ (V-19)

V-6 Application du calcul pour les différents tronçons

V- 6-1 Tronçon SR1-SR2

On a:

- D= 350 mm
- e= 6, 3 mm
- L= 1193 m
- H_g= 268,20 m
- H_t= 6,26 m
- K= 0, 6

On dispose d'une tuyère de diamètre **d= 90 mm** qui est incorporée dans une tubulure d'un diamètre **Φ= 175 mm**.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

a) *Montée de l'eau :*

$$\text{On a: } K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{(0,35)^2}{(0,92 \times 0,09)^2} = 17,87$$

Donc, K=17,87. Comprise entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs :

$$m = \frac{d'^2}{\Phi^2} = \frac{(0,92 \times d)^2}{\Phi^2} = \frac{(0,92 \times 0,09)^2}{(0,175)^2} = 0,22$$

D'où m = **0,22**.

A partir de l'abaque (Annexe (22)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge "c" dans la tuyère. Ce qui nous donne **c = 0,6**.

D'où la perte de charge correspond au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} \Rightarrow \Delta h_1 = 0,6 \frac{V_1^2}{2g}$$

b) *Descente de l'eau :*

$$\text{On a: } \frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{2D^2}{d^2} = \frac{2(0,35)^2}{(0,09)^2} = 30,25$$

$$\text{Donc, } V_2 = K' V_f = 30,25 \times V_f$$

Par ailleurs :

$$m' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\theta^2} = \frac{1}{2} \times \frac{(0,09)^2}{(0,175)^2} = 0,13 \Rightarrow m' = 0,13$$

D'où $m' = 0,13$

A partir de l'abaque (Annexe (22)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $c' = 0,77$.

D'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2 \times g} \Rightarrow \Delta h_2 = 0,77 \frac{V_2^2}{2g}$$

▪ **Résultats de calcul du réservoir d'air :**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1-SR2 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V-2) ci-dessous.

Tableau (V-2) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR1-SR2

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,35 m	Vitesse	0,79032887 m/s	Volume Uo	1,5 m ³
Débit	0,076 m ³ /s	Section	0,0961625 m ²	K PDC entr	35,91 Vf ²
H géomet	268,2 m	Célérité a	1095,72464 m/s	K PDC sort	9,76 Vf ²
Long. Cond.	1193 m	B	88,2755168 m	Exposant	1,2
coef. K	0,6	Hmax	356,475517 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0063 m	Hmin	179,924483 m	pres. air Z	
C Haz Will	74	periode θ	2,17755438 s	462,602501 /U ^λ	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	278,2 m	Résultats des pressions	
Umax	1,69440544 m ³	PDC δ	6,17961723 m	Surpression	
Umin	1,44253263 m ³	a/g	111,694663 s	19,800025 m	
				Dépression	
				32,5082467 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z + Δh + δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1,5	284,379617	0	284,379617	6,17961723	278,2	0,79032887	0	0	
2,17755438	0,13895987	1,63895987	255,697211	2,81339587	252,883815	3,01980344	249,864012	0,53663736	0,66361265	0,53689643	-0,00025907
4,35510877	0,05544557	1,69440544	245,689825	0,00192835	245,691753	0,00106212	245,692815	-0,00809031	0,26478421	-0,007328	-0,00076231
6,53266315	-0,04642378	1,64798166	254,018371	6,8286048	260,846976	2,05439235	262,901369	-0,43609479	-0,22170004	-0,43607209	-2,2703E-05
8,71021753	-0,09878069	1,54920097	273,576421	9,24506077	282,821482	2,71972144	285,541203	-0,50733748	-0,47173413	-0,50739617	5,8689E-05
10,8877719	-0,08270467	1,4664963	292,193676	2,86640674	295,060082	0,91957424	295,979657	-0,28243094	-0,39496199	-0,28252781	9,6872E-05
13,0653263	-0,02396367	1,44253263	298,028092	0,02808974	298,000002	0,04239807	297,957604	0,05363938	-0,11444019	0,05364743	-8,0551E-06
15,2428807	0,03789438	1,48042701	288,897362	0,92759985	287,969762	1,08085364	286,888908	0,30832042	0,18096729	0,30828715	3,3267E-05
17,4204351	0,06667543	1,54710244	274,021786	1,05347501	272,968311	1,21602067	271,75229	0,32838582	0,31841318	0,32853921	-0,00015339
19,5979894	0,04898082	1,59608325	263,96195	0,18934281	263,772607	0,24815517	263,524452	0,13926974	0,23391133	0,13928345	-1,3709E-05
21,7755438	0,00227554	1,59835879	263,511059	0,49619969	264,007259	0,18124661	264,188506	-0,11756476	0,01086701	-0,11754943	-1,5324E-05
23,9530982	-0,04052771	1,55783108	271,758752	2,60885814	274,367611	0,84280113	275,210412	-0,2697751	-0,19354295	-0,26953647	-0,00023863
26,1306526	-0,05230161	1,50552947	283,126724	1,89969818	285,026423	0,628281	285,654704	-0,22979901	-0,24977002	-0,23000358	0,00020457
28,308207	-0,02997596	1,47555351	290,042755	0,11382771	290,156582	0,04636365	290,202946	-0,05559508	-0,1431523	-0,05630102	0,00070595
30,4857614	0,00839657	1,48395008	288,074506	0,18184512	287,892661	0,23904223	287,653619	0,1365051	0,04009843	0,13649788	7,2215E-06

L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Fig (V-5)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

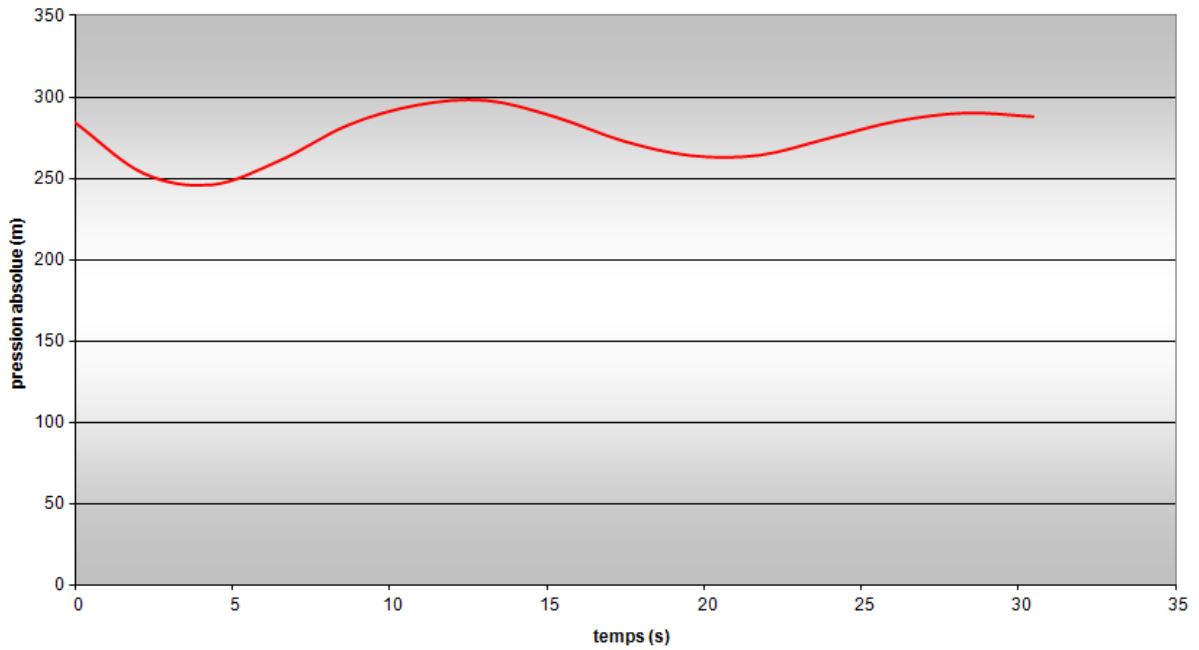


Fig (V-5): Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon SR1-SR2.

Sur le diagramme $H=f(V)$, on mène une horizontale $H_0 = 278,2$ m correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Fig (V-6)).

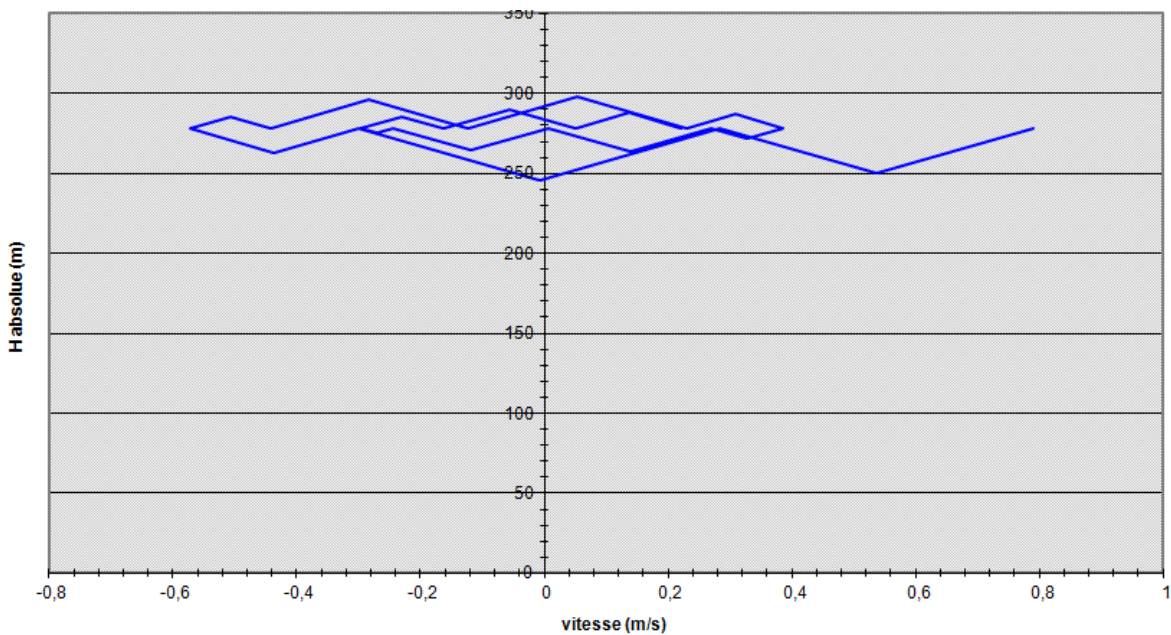


Fig (V-6) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-SR2

▪ *Interprétation des résultats*

D'après le tableau (V-2) et l'épure caractéristique du tronçon (Fig (V-6)), on déduit que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 297,96 m.
- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de 1,69 m³.
- Le volume d'air à la fin de cette surpression est de 1,44 m³

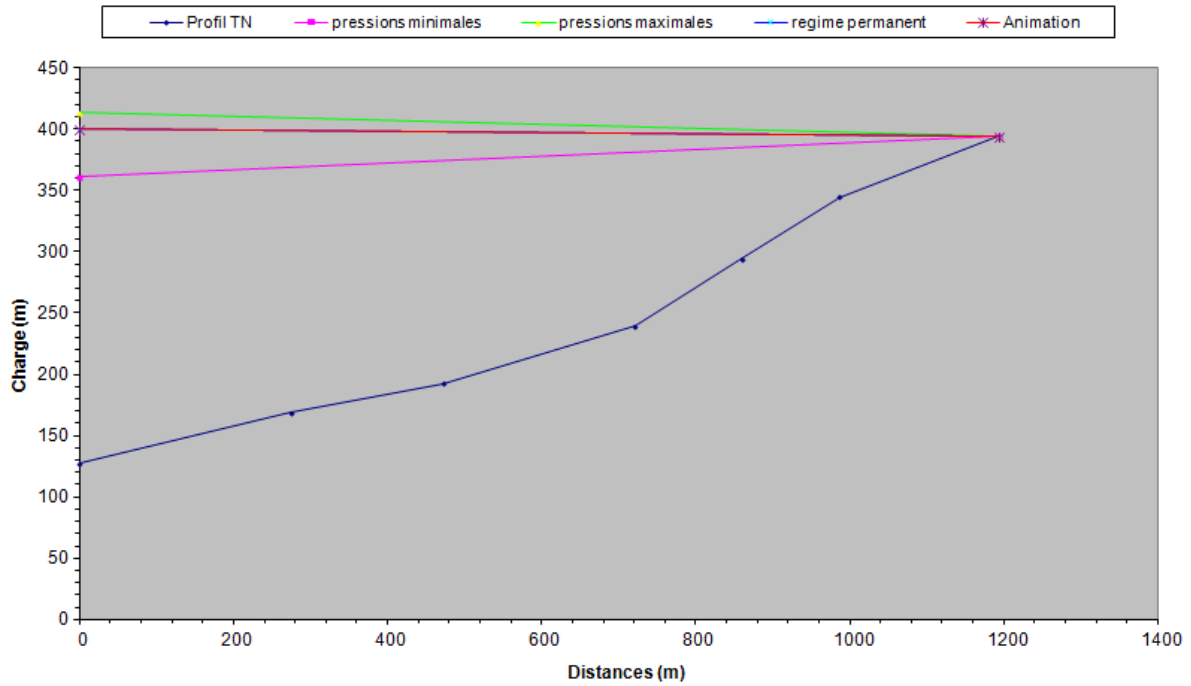


Fig (V-7) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour SR2

▪ *Dimensionnement du réservoir d'air*

A partir du tableau (V-2), on a le volume maximal d'air de l'ordre **1,69 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon SR1-SR2, tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} \quad (V-20)$$

D'où : $V_t = 1,2 \times 1,69 = 2,033 \text{ m}^3$

On optera alors pour un réservoir de **2m³ (2000 l)**

V- 6-2 Tronçon R14 –R15.

On a:

- D= 80mm.
- e= 4,8mm.
- L=2600 m.
- H_g= 78,46m.
- H_t= 69,0634854m
- K= 0, 6.

On dispose d'une tuyère de diamètre **d= 21 mm** qui est incorporée dans une tubulure d'un diamètre **Ø = 40 mm**.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

a) *Montée de l'eau :*

On a:
$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{(0,08)^2}{(0,92 \times 0,021)^2} = 17,15$$

Donc, $K=17,15$. Comprise entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs :

$$m = \frac{d'^2}{\Phi^2} = \frac{(0,92 \times d^2)}{\Phi^2} = \frac{(0,92 \times 0,021)^2}{(0,04)^2} = 0,23$$

D'où $m = 0,23$.

A partir de l'abaque (Annexe (22)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge "c" dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,61$.

D'où la perte de charge correspond au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} \Rightarrow \Delta h_1 = 0,61 \frac{V_1^2}{2g}$$

b) Descente de l'eau :

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{2D^2}{d^2} = \frac{2(0,08)^2}{(0,021)^2} = 29,02$$

Donc, $V_2 = K' V_f = 29,02 \times V_f$

Par ailleurs :

$$m' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\theta^2} = \frac{1}{2} \times \frac{(0,021)^2}{(0,04)^2} = 0,14 \Rightarrow m' = 0,14$$

A partir de l'abaque (Annexe (22)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $c' = 0,8$.

D'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2 \times g} \Rightarrow \Delta h_2 = 0,8 \frac{V_2^2}{2g}$$

▪ **Résultats de calcul du réservoir d'air :**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon Ighil Larbaa Oufella -Ighil Larbaa Ouada en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V-3) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la Fig (V-9).

Tableau (V-3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon R14-R15

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,08 m	Vitesse	0,97531847 m/s	Volume U ₀	0,04 m ³
Débit	0,0049 m ³ /s	Section	0,005024 m ²	K PDC entr	34,35 Vf ²
H géomet	78,46 m	Célérité a	1296,58477 m/s	K PDC sort	9,14 Vf ²
Long. Cond.	2600 m	B	128,907551 m	Exposant	1,2
coef. K	0,6	Hmax	207,367551 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0048 m	Hmin	-50,4475514 m	pres. air Z	2,45968622 /U ⁴
C Haz Will	154	periode θ	4,01053607 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	88,46 m	Surpression	17,1341717 m
Umax	0,068079 m ³	PDC δ	28,5997842 m	Dépression	26,0105596 m
Umin	0,04 m ³	a/g	132,169702 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,04	117,059784	0	117,059784	28,5997842	88,46	0,97531847	0	0	
4,01053607	0,01711239	0,05711239	76,3489959	4,78133146	71,5676644	16,4395374	55,128127	0,7231285	0,84929497	0,72327146	-0,00014296
8,02107214	0,00987352	0,06698591	63,0521053	0,60266497	62,4494404	2,41533671	60,0341037	0,25586733	0,49002682	0,25678218	-0,00091484
12,0316082	0,0010931	0,068079	61,8392054	0,75525796	62,5944634	0,873598	63,4680614	-0,14829364	0,0542508	-0,14828058	-1,3054E-05
16,0421443	-0,00556245	0,06251655	68,4992347	5,60239392	74,1016287	5,58713753	79,6887662	-0,40374683	-0,27606686	-0,40385313	0,0001063
20,0526803	-0,00838638	0,05413017	81,4240094	6,30962035	87,7336298	6,23732479	93,9709545	-0,4284142	-0,41621969	-0,42858626	0,00017206
24,0632164	-0,00717298	0,04695719	96,568881	2,75902219	99,3279032	2,89957722	102,22748	-0,28255298	-0,35599782	-0,28340938	0,00085641
28,0737525	-0,00334167	0,04361552	105,514079	0,08009245	105,594172	0,10937578	105,703548	-0,04792259	-0,16584831	-0,04828724	0,00036465
32,0842885	0,00126469	0,04488021	101,956249	0,27615431	101,680094	1,17255694	100,507537	0,17369465	0,06276699	0,17382123	-0,00012658
36,0948246	0,00439133	0,04927154	91,1516099	0,62772154	90,5238884	2,50818534	88,0157031	0,26148512	0,21794353	0,26206584	-0,00058072
40,1053607	0,00460394	0,05387548	81,8861347	0,34727985	81,5388549	1,44976181	80,0890931	0,19478902	0,22849523	0,19492462	-0,0001356
44,1158967	0,00245326	0,05632873	77,6253805	0,02157735	77,6038032	0,11063936	77,4931638	0,04847907	0,12175614	0,04858766	-0,0001086
48,1264328	-0,00055035	0,05577838	78,5453797	0,36595018	78,9113299	0,44660554	79,3579354	-0,10336285	-0,02731424	-0,10321614	-0,00014671
52,1369689	-0,00293359	0,05284479	83,8063759	1,21373038	85,0201063	1,35547824	86,3755846	-0,1880001	-0,14559506	-0,18797398	-2,6118E-05
56,1475049	-0,00358363	0,04926117	91,1746446	0,96649427	92,1411388	1,09771578	93,2388546	-0,16761389	-0,17785692	-0,16773986	0,00012597

L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Fig (V-8)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

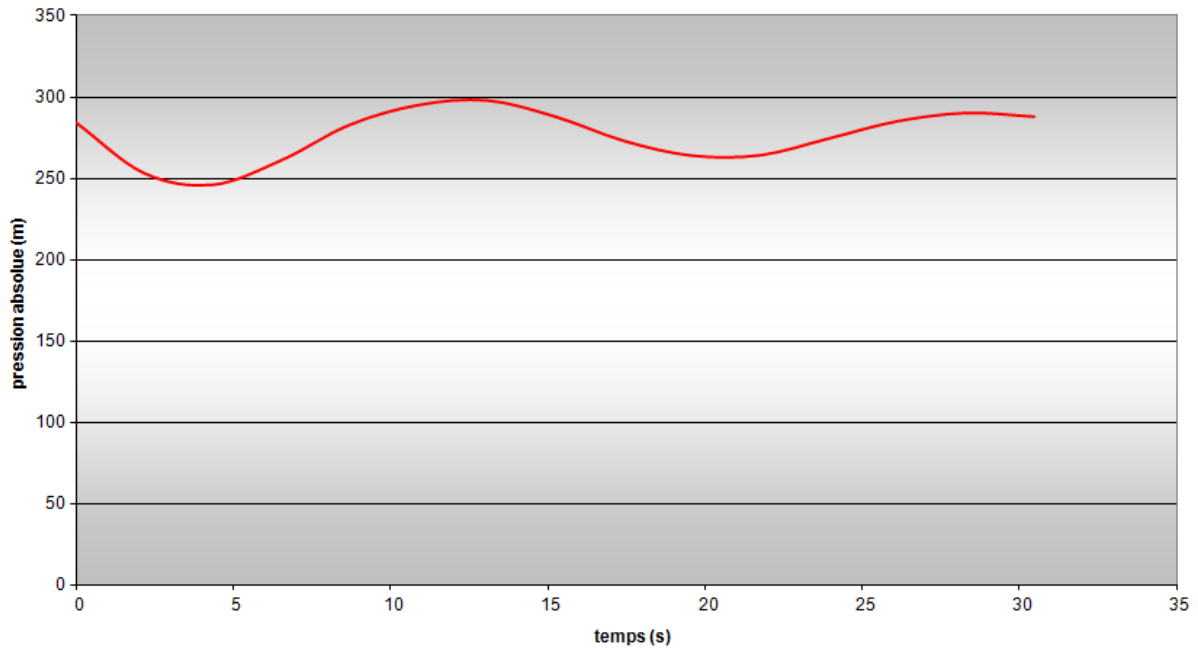


Fig (V-8) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon R14-R15.

Sur le diagramme $H=f(V)$, on mène une horizontale $H_0 = 278,2$ m correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Fig (V-9)).

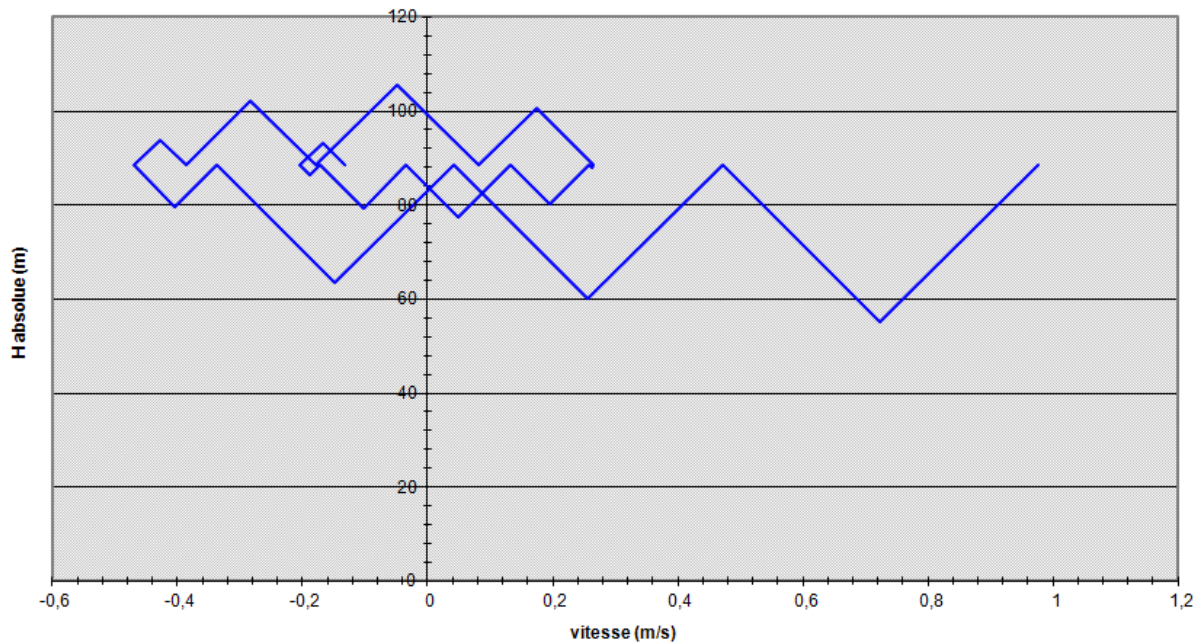


Fig (V-9) : Epure de BERGERON pour le tronçon R14-R15

▪ **Interprétation des résultats**

D'après le tableau (V-3) et l'épure caractéristique du tronçon (Figure (V-9)), on déduit que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **105,7 m**.
- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,068 m³**.
- Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,04 m³**.

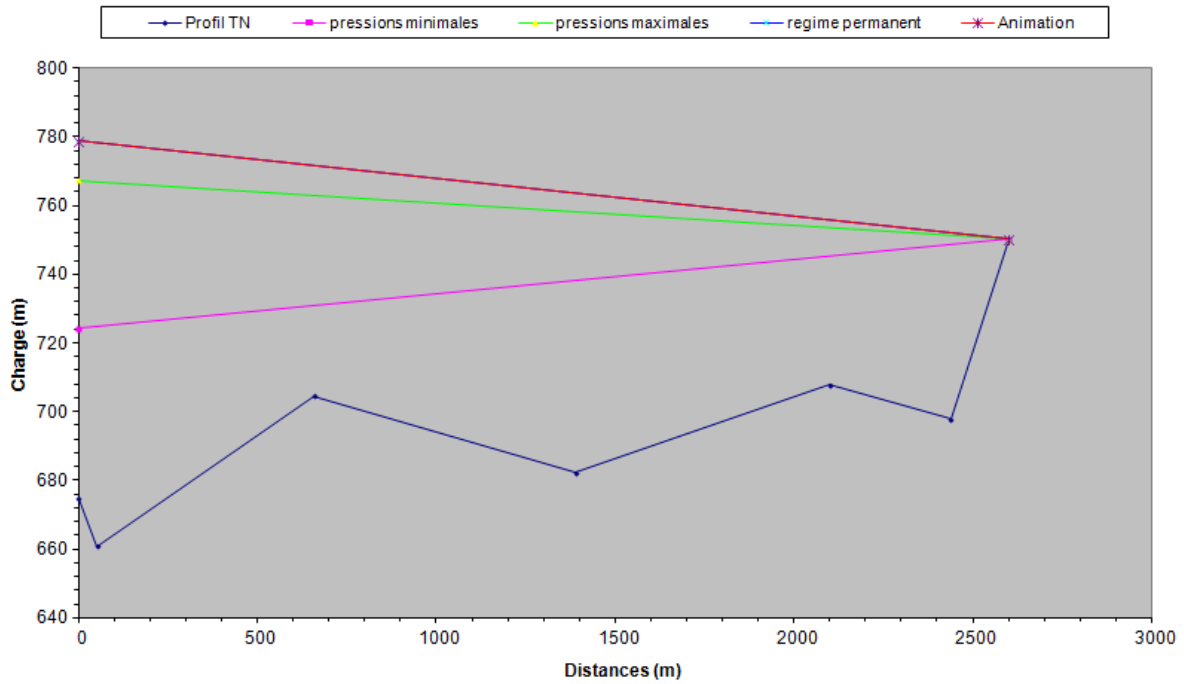


Fig (V-10) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour R14-R15

▪ Dimensionnement du réservoir d'air

A partir du tableau (V-3), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,068 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon SR1-SR2, tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} \quad (\text{V-21})$$

D'où : $V_t = 1,2 \times 0,068 = 0,082 \text{ m}^3$.

On optera alors pour un réservoir de **0,1 m³ (100 l)**.

V- 7 Conduites gravitaires

Pour les conduites gravitaires nous utiliserons les vannes à fermetures lentes.

Dans le cas de fermeture lente :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V-22})$$

La valeur du coup de bélier est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à un retour d'ondes.

Elle est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t} \quad (\text{V-23})$$

Tableau (V-4) : Calcul du temps de fermeture de la vanne

Trançons	L(m)	V₀ (m/s)	T(s)	a(m/s)	t(s)	B
SR2-R1	516	1,79	0,79	1296,58	5	37,66
R7-R6	1403	1,9	10,15	276,25	35	15,52
R8-R9	2100	1,4	11,94	351,5	30	19,97
R8-R10	1800	1,16	12,94	278,28	28	15,2
SR4-R11	300	1,9	1,71	351,05	10	68

On remarque que pour tous les tronçons le coup de bélier est atténué.

V- 8 Conclusion

A travers ce chapitre contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Afin de protéger le transfert étudié, on a opté pour des réservoirs d'air, vu leur large utilisation, peu encombrant, ils trouvent facilement leur place à l'usage d'élévation ou ils sont surveillés régulièrement.

Tableau (V-1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon	type d'adduction	D (mm)	e (mm)	V(m/s)	Hg(m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B brusque	HS(m)	HD(m)	H ser (m)
SR1-SR2	Refoulement	350	6,3	0,95	268,2	278,2	1095,72	106,11	384,31	172,09	350
SR2-SR3		300	6,2	1,09	214	224	1125,78	125,09	349,09	98,91	400
SR3-R7		300	6,2	0,82	241	251	1125,78	94,10	345,10	156,90	400
SR4 –R14		125	6,2	0,53	157,14	167,14	1273,88	68,82	235,96	98,32	640
R14-R15		80	4,8	0,99	78,46	88,46	1296,58	130,85	219,31	-42,39	640
PK- SR1	Gravitaire	300	6,2	1,08	140	150	1125,78	123,94	273,94	26,06	350
SR2 - R2		80	4,8	1,79	164,7	174,7	1296,58	236,58	411,28	-61,88	640
SR3 - R4		141	9,5	0,9	41,2	51,2	276,69	25,38	76,58	25,82	100
R7-R6		110,2	7,4	1,9	78,2	88,2	276,25	53,50	141,70	34,70	100
R7-R5		96,8	6,6	0,96	43,2	53,2	278,28	27,23	80,43	25,97	100
R7-R8		100	4,8	1,25	352,78	362,78	1269,65	161,78	524,56	201,00	640
R8-R9		73,6	8,2	1,4	112,44	122,44	351,50	50,16	172,60	72,28	160
R8-R10		66	4,5	1,16	64,82	74,82	278,28	32,91	107,73	41,91	100
R7- SR4		150	5	1,31	320,8	330,8	1215,85	162,37	493,16	168,44	620
SR4-R11		90	10	1,9	113,2	123,2	351,05	68,00	191,19	55,21	160
SR4-R12		79,2	5,4	1,3	43,15	53,15	278,28	36,88	90,03	16,27	100
R12-R13		96,8	6,6	0,97	28,08	38,08	278,28	27,52	65,60	10,56	100

Conclusion générale

Lors de cette étude, nous avons essayés de résoudre la problématique du manque d'eau pour la commune de Barbacha, où il s'est avéré nécessaire de renforcer l'alimentation par un débit du piquage à partir du barrage Tichy- Haf avec des nouvelles conduites d'adduction.

La réalisation de notre projet a nécessité la prise en compte des caractéristiques hydrauliques de la commune de Barbacha et des données démographiques projetées à partir des données existantes et du taux d'accroissement de la population qui est de 1,5 %.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme sont de $6562,78\text{m}^3/\text{j}$. qui est le débit fourni par le piquage.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son adduction par refoulement et gravitairement, nous avons procédé à projeter 10 réservoirs et 5 stations de reprises de divers capacités.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables.

Concernant le choix du type du matériau des conduites, nous avons opté pour le PEHD dans le cas des conduites d'adduction gravitaire pour les avantages qu'il présente, à savoir : la durée de vie, la flexibilité, la fiabilité au niveau des branchements, la résistance contre la corrosion et les bonnes caractéristiques hydrauliques. Et la fonte ductile pour l'adduction par refoulement.

Concernant le choix des pompes il est basé sur les résultats obtenus par l'utilisation du logiciel KSB et CAPRARI et dans ce cas notre choix est basé sur les pompes qui présentent une puissance minimale avec un rendement idéal.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, on a constaté que dans les deux tronçons d'adduction par refoulement (SRI - SR2) et (SR5 -RI 4), sont menacé par le coup de bélier dans les quels apparie d'une surpression et une dépression qui peut les endommager. Pour les protéger nous avons installé un réservoir d'air sur chaque tronçon avec des volumes de 100 l et de 2000l respectivement.

Quant aux tronçons d'adduction gravitaires SR2- RI, R7-R6, R8-R9, R8- RIO et SR4-R11, on a proposé l'utilisation des vannes à fermetures lente.

Références Bibliographiques

- [1]: M .CARLIER « Hydraulique générale et appliquée ». Edition EYROLLES, 1980.
- [2]: Données recueillies auprès de la subdivision d'Amizour W .Béjaia.
- [3]: AMARA Lyes "Etude de l'alimentation en eau des localités TOGHZA et CHOKRANE, Commune de CHORFA, Wilaya de BÉJAIA " .Mémoire de fin d'étude. Université de Béjaia, 2008.
- [4]: BENDAHMANE.I et OUBELGHA.N " Renforcement de L'AEP de OUADHIAS et TAGUEMOUNT EL-JDEDID à partir de TAKHOUKHT(W. Tizi Ouzou) ". Mémoire de fin d'étude. Université de Béjaia, 2007.
- [5] : MEDJEKOUUD Nedjima "Etude de la chaîne d'adduction de la ville de GRAREM W.Mila ".Mémoire de fin d'étude. Université de Béjaia, 2011.
- [6] : HAMDAOUI, H et MARZOUG, K "Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert Akbou -Béjaia ". Mémoire de fin d'étude. Université de Béjaia, 2010.
- [7] : BENYAHIA Ryad: "Etude de l'adduction du village KHELLIL .commune de BARBACHA.Wilaya de BÉJAIA ". Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2008.
- [8]: DUPONT, A : "Hydraulique urbaine, exercices et projets". Edition Eyrolles, 1970.
- [9] : KASSALLIL et HOUARI, A « Renforcement de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune de CHALLATA ». Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2004.
- [10]:HAMANI Sofiane : "Alimentation en eau potable des villages ouest de BENI OURTHILANE ". Mémoire de fin d'études. Université de BÉJAIA, 2008.

Annexe 2 :

Tableau (II-2) : Dimensionnement du réservoir R2

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	-	0,6	-	-0,6	-0,6
1-2	-	0,6	-	-0,6	-1,2
2-3	-	1,2	-	-1,2	-2,4
3-4	-	2	-	-2	-4,4
4-5	-	3,5	-	-3,5	-7,9
5-6	-	3,5	-	-3,5	-11,4
6-7	-	4,5	-	-4,5	-15,9
7-8	12,5	10,2	2,3	-	-13,6
8-9	12,5	8,8	3,7	-	-9,9
9-10	12,5	6,5	6	-	-3,9
10-11	12,5	4,1	8,4	-	4,5
11-12	12,5	4,1	8,4	-	12,9
12-13	-	3,5	-	-3,5	9,4
13-14	-	3,5	-	-3,5	5,9
14-15	-	4,7	-	-4,7	1,2
15-16	-	6,2	-	-6,2	-5
16-17	-	10,4	-	-10,4	-15,4
17-18	12,5	9,4	3,1	-	-12,3
18-19	12,5	7,3	5,2	-	-7,1
19-20	12,5	1,6	10,9	-	3,8
20-21	-	1,6	-	-1,6	2,2
21-22	-	1	-	-1	1,2
22-23	-	0,6	-	-0,6	0,6
23-24	-	0,6	-	-0,6	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe 3 :

Tableau (II-3) : Dimensionnement du réservoir R3

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	4,16	0,6	3,56	-	3,56
1-2	4,16	0,6	3,56	-	7,12
2-3	4,16	1,2	2,96	-	10,8
3-4	4,16	2	2,16	-	12,24
4-5	4,16	3,5	0,66	-	12,9
5-6	4,16	3,5	0,66	-	13,56
6-7	4,16	4,5	-	-0,34	13,22
7-8	4,16	10,2	-	-6,04	7,18
8-9	4,17	8,8	-	-4,63	2,55
9-10	4,17	6,5	-	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07	-	0,29
11-12	4,17	4,1	0,07	-	0,36
12-13	4,17	3,5	0,67	-	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	-	1,7
14-15	4,17	4,7	-	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	-	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe 4 :

Tableau (II-04) : Dimensionnement du réservoir R4

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	4,16	0,85	3,31	-	3,31
1-2	4,16	0,85	3,31	-	6,62
2-3	4,16	0,85	3,31	-	9,93
3-4	4,16	1	3,16	-	13,09
4-5	4,16	2,7	1,46	-	14,55
5-6	4,16	4,7	-	-0,54	14,01
6-7	4,16	5,35	-	-1,19	12,82
7-8	4,16	5,85	-	-1,69	11,13
8-9	4,17	4,5	-	-0,33	10,8
9-10	4,17	4,20	-	-0,03	10,77
10-11	4,17	5,5	-	-1,33	9,44
11-12	4,17	7,5	-	-3,33	6,11
12-13	4,17	7,9	-	-3,73	2,38
13-14	4,17	6,35	-	-2,18	0,2
14-15	4,17	5,20	-	-1,03	-0,83
15-16	4,17	4,80	-	-0,63	-1,46
16-17	4,17	4	0,17	-	-1,29
17-18	4,17	4,50	-	-0,33	-1,62
18-19	4,17	6,20	-	-2,03	-3,65
19-20	4,17	5,70	-	-1,53	-5,18
20-21	4,17	5,50	-	-1,33	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe 5 :

Tableau (II-5) : Dimensionnement du réservoir R5

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	-	0,6	-	-0,6	-0,6
1-2	-	0,6	-	-0,6	-1,2
2-3	-	1,2	-	-1,2	-2,4
3-4	-	2	-	-2	-4,4
4-5	-	3,5	-	-3,5	-7,9
5-6	-	3,5	-	-3,5	-11,4
6-7	-	4,5	-	-4,5	-15,9
7-8	16,66	10,2	6,46	-	-9,44
8-9	16,66	8,8	7,86	-	-1,58
9-10	16,67	6,5	10,17	-	8,59
10-11	-	4,1	-	-4,1	4,49
11-12	16,67	4,1	12,57	-	17,06
12-13	-	3,5	-	-3,5	13,56
13-14	-	3,5	-	-3,5	10,06
14-15	-	4,7	-	-4,7	5,36
15-16	-	6,2	-	-6,2	-0,84
16-17	-	10,4	-	-10,4	-11,24
17-18	16,67	9,4	7,27		-3,97
18-19	16,67	7,3	9,37		5,4
19-20	-	1,6	-	-1,6	3,8
20-21	-	1,6	-	-1,6	2,2
21-22	-	1	-	-1	1,2
22-23	-	0,6	-	-0,6	0,6
23-24	-	0,6	-	-0,6	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe 6 :

Tableau (II-06) : Dimensionnement du réservoir R6

Heures	Apports	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu
0-1	4,16	0,9	3,26	-	3,26
1-2	4,16	0,9	3,26	-	6,52
2-3	4,16	0,9	3,26	-	9,78
3-4	4,16	1	3,16	-	12,94
4-5	4,16	1,35	2,81	-	15,75
5-6	4,16	3,85	0,31	-	16,06
6-7	4,16	5,2	-	-1,04	15,02
7-8	4,16	6,2	-	-2,04	12,98
8-9	4,17	5,5	-	-1,33	11,65
9-10	4,17	5,85	-	-1,68	9,97
10-11	4,17	5	-	-0,83	9,14
11-12	4,17	6,5	-	-2,33	6,81
12-13	4,17	7,5	-	-3,33	3,48
13-14	4,17	6,7	-	-2,53	0,95
14-15	4,17	5,35	-	-1,18	-0,23
15-16	4,17	4,65	-	-0,48	-0,71
16-17	4,17	4,5	-	-0,33	-1,04
17-18	4,17	5,5	-	-1,33	-2,37
18-19	4,17	6,3	-	-2,13	-4,5
19-20	4,17	5,35	-	-1,18	-5,68
20-21	4,17	5	-	-0,83	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe 7 :

Tableau (II-09) : Dimensionnement du réservoir R9

Heures	Apport	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	-	0,6	-	-0,6	-0,6
1-2	8,33	0,6	7,73	-	7,13
2-3	-	1,2	-	-1,2	5,93
3-4	-	2	-	-2	3,93
4-5	-	3,5	-	-3,5	0,43
5-6	-	3,5	-	-3,5	-3,07
6-7	-	4,5	-	-4,5	-7,57
7-8	8,33	10,2	-	-1,87	-9,44
8-9	8,33	8,8	-	-0,47	-9,91
9-10	8,33	6,5	1,83	-	-8,08
10-11	8,33	4,1	4,23	-	-3,85
11-12	8,34	4,1	4,24	-	0,39
12-13	8,34	3,5	4,84	-	5,23
13-14	8,34	3,5	4,84	-	10,07
14-15	8,34	4,7	3,64	-	13,71
15-16	-	6,2	-	-6,2	7,51
16-17	-	10,4	-	-10,4	-2,89
17-18	8,33	9,4	-	-1,07	-3,96
18-19	8,33	7,3	1,03	-	-2,93
19-20	8,33	1,6	6,73	-	3,8
20-21	-	1,6	-	-1,6	2,2
21-22	-	1	-	-1	1,2
22-23	-	0,6	-	-0,6	0,6
23-24	-	0,6	-	-0,6	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe 8 :

Tableau (II-10) : Dimensionnement du réservoir R10

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	-	0,6	-0,6	-	-0,6
1-2	-	0,6	-0,6	-	-1,2
2-3	-	1,2	-1,2	-	-2,4
3-4	-	2	-2	-	-4,4
4-5	-	3,5	-3,5	-	-7,9
5-6	-	3,5	-3,5	-	-11,4
6-7	-	4,5	-	-4,5	-15,9
7-8	16,66	10,2	-	6,46	-9,44
8-9	16,66	8,8	-	7,86	-1,58
9-10	16,67	6,5	-	10,17	8,59
10-11	-	4,1	-4,1	-	4,49
11-12	16,67	4,1	12,57	-	17,06
12-13	-	3,5	-3,5	-	13,56
13-14	-	3,5	-3,5	-	10,06
14-15	-	4,7	-	-4,7	5,36
15-16	-	6,2	-	-6,2	-0,84
16-17	-	10,4	-	-10,4	-11,24
17-18	16,67	9,4	-	7,27	-3,97
18-19	16,67	7,3	-	9,37	5,4
19-20	-	1,6	-1,6	-	3,8
20-21	-	1,6	-1,6	-	2,2
21-22	-	1	-1	-	1,2
22-23	-	0,6	-0,6	-	0,6
23-24	-	0,6	-0,6	-	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe 9 :

Tableau (II-11) : Dimensionnement du réservoir R11

Heures	Apports %	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	4,16	0,85	3,31	-	3,31
1-2	4,16	0,85	3,31	-	6,62
2-3	4,16	0,85	3,31	-	9,93
3-4	4,16	1	3,16	-	13,09
4-5	4,16	2,7	1,46	-	14,55
5-6	4,16	4,7	-	-0,54	14,01
6-7	4,16	5,35	-	-1,19	12,82
7-8	4,16	5,85	-	-1,69	11,13
8-9	4,17	4,5	-	-0,33	10,8
9-10	4,17	4,20	-	-0,03	10,77
10-11	4,17	5,5	-	-1,33	9,44
11-12	4,17	7,5	-	-3,33	6,11
12-13	4,17	7,9	-	-3,73	2,38
13-14	4,17	6,35	-	-2,18	0,2
14-15	4,17	5,20	-	-1,03	-0,83
15-16	4,17	4,80	-	-0,63	-1,46
16-17	4,17	4	0,17	-	-1,29
17-18	4,17	4,50	-	-0,33	-1,62
18-19	4,17	6,20	-	-2,03	-3,65
19-20	4,17	5,70	-	-1,53	-5,18
20-21	4,17	5,50	-	-1,33	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe 10 :

Tableau (II-13) : Dimensionnement du réservoir R13

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	-	0,6	-0,6	-	-0,6
1-2	8,33	0,6	7,73	-	7,13
2-3	-	1,2	-1,2	-	5,93
3-4	-	2	-2	-	3,93
4-5	-	3,5	-3,5	-	0,43
5-6	-	3,5	-3,5	-	-3,07
6-7	-	4,5	-4,5	-	-7,57
7-8	8,33	10,2	-1,87	-	-9,44
8-9	8,33	8,8	-0,47	-	-9,91
9-10	8,33	6,5	1,83	-	-8,08
10-11	8,33	4,1	4,23	-	-3,85
11-12	8,34	4,1	4,24	-	0,39
12-13	8,34	3,5	4,84	-	5,23
13-14	8,34	3,5	4,84	-	10,07
14-15	8,34	4,7	3,64	-	13,71
15-16	-	6,2	-6,2	-	7,51
16-17	-	10,4	-10,4	-	-2,89
17-18	8,33	9,4	-1,07	-	-3,96
18-19	8,33	7,3	1,03	-	-2,93
19-20	8,33	1,6	6,73	-	3,8
20-21	-	1,6	-1,6	-	2,2
21-22	-	1	-1	-	1,2
22-23	-	0,6	-0,6	-	0,6
23-24	-	0,6	-0,6	-	0
Total	100	100	-	-	-

Annexe II :

Tableau (II-14) : Dimensionnement du réservoir R14

Heures	Apport(%)	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	5	0,6	4,4	-	4,4
1-2	5	0,6	4,4	-	8,8
2-3	5	1,2	3,8	-	12,6
3-4	5	2	3	-	15,6
4-5	5	3,5	1,5	-	17,1
5-6	5	3,5	1,5	-	18,6
6-7	5	4,5	0,5	-	19,1
7-8	5	10,2	-	-5,2	13,9
8-9	5	8,8	-	-3,8	10,1
9-10	5	6,5	-	-1,5	8,6
10-11	5	4,1	0,9	-	9,5
11-12	5	4,1	0,9	-	10,4
12-13	5	3,5	1,5	-	11,9
13-14	5	3,5	1,5	-	13,4
14-15	5	4,7	0,3	-	13,7
15-16	5	6,2	-	-1,2	12,5
16-17	5	10,4	-	-5,4	7,1
17-18	5	9,4	-	-4,4	2,7
18-19	5	7,3	-	-2,3	0,4
19-20	5	1,6	-	3,4	3,8
20-21	-	1,6	-	-1,6	2,2
21-22	-	1	-	-1	1,2
22-23	-	0,6	-	-0,6	0,6
23-24	-	0,6	-	-0,6	0
Total	100	100	-	-	-

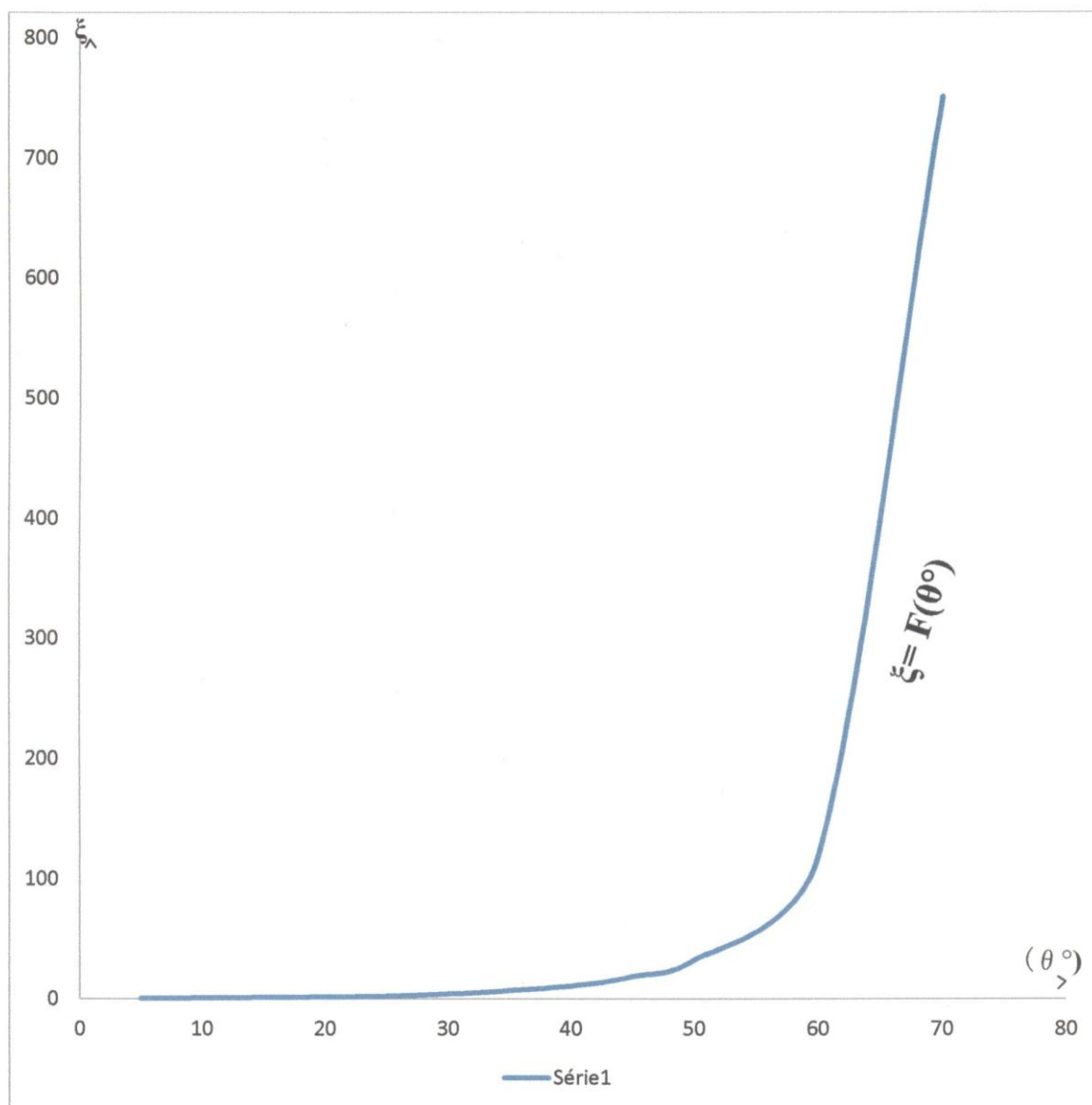
Annexe 12 :

Tableau (II-15) : Dimensionnement du réservoir R15

Heures	Apport	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	5	0,6	4,4	-	4,4
1-2	5	0,6	4,4	-	8,8
2-3	5	1,2	3,8	-	12,6
3-4	5	2	3	-	15,6
4-5	5	3,5	1,5	-	17,1
5-6	5	3,5	1,5	-	18,6
6-7	5	4,5	0,5	-	19,1
7-8	5	10,2	-	-5,2	13,9
8-9	5	8,8	-	-3,8	10,1
9-10	5	6,5	-	-1,5	8,6
10-11	5	4,1	0,9	-	9,5
11-12	5	4,1	0,9	-	10,4
12-13	5	3,5	1,5	-	11,9
13-14	5	3,5	1,5	-	13,4
14-15	5	4,7	0,3	-	13,7
15-16	5	6,2	-	-1,2	12,5
16-17	5	10,4	-	-5,4	7,1
17-18	5	9,4	-	-4,4	2,7
18-19	5	7,3	-	-2,3	0,4
19-20	5	1,6	3,4	-	3,8
20-21	-	1,6	-	-1,6	2,2
21-22	-	1	-	-1	1,2
22-23	-	0,6	-	-0,6	0,6
23-24	-	0,6	-	-0,6	0
Total	100	100	-	-	-

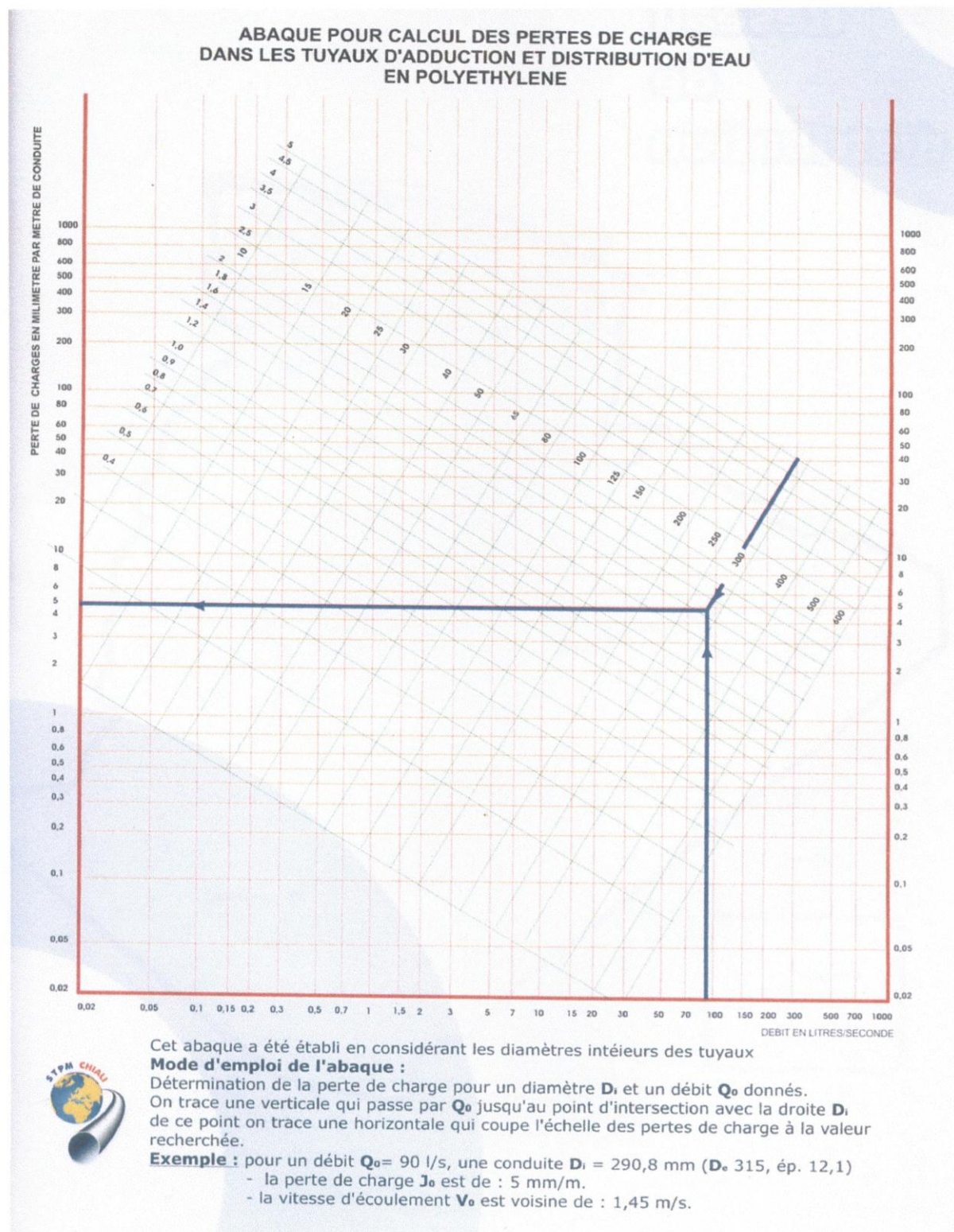
Annexe 13 : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70
ξ	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



Représentation graphique de l'Evolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Annexe 14 : Abaque des pertes de charge pour les conduites en PEHD



Annexe 15 : Les prix et les diamètres des conduites en FONTE Conduite en fonte

Diamètre (mm)	Prix (Da)
80	2200
100	2800
125	3000
250	5750
300	6800
350	8750
400	11000
450	15300

Annexe 16 : L'emplacement de la brise charge au niveau de tronçon « R7 – SR4 »

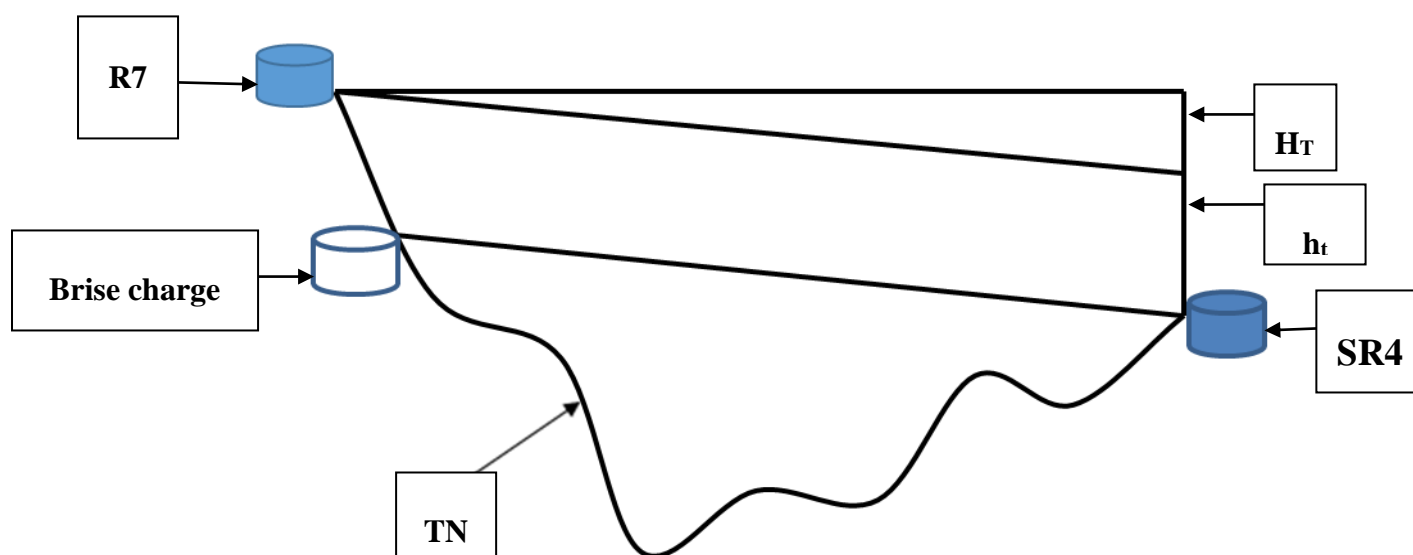


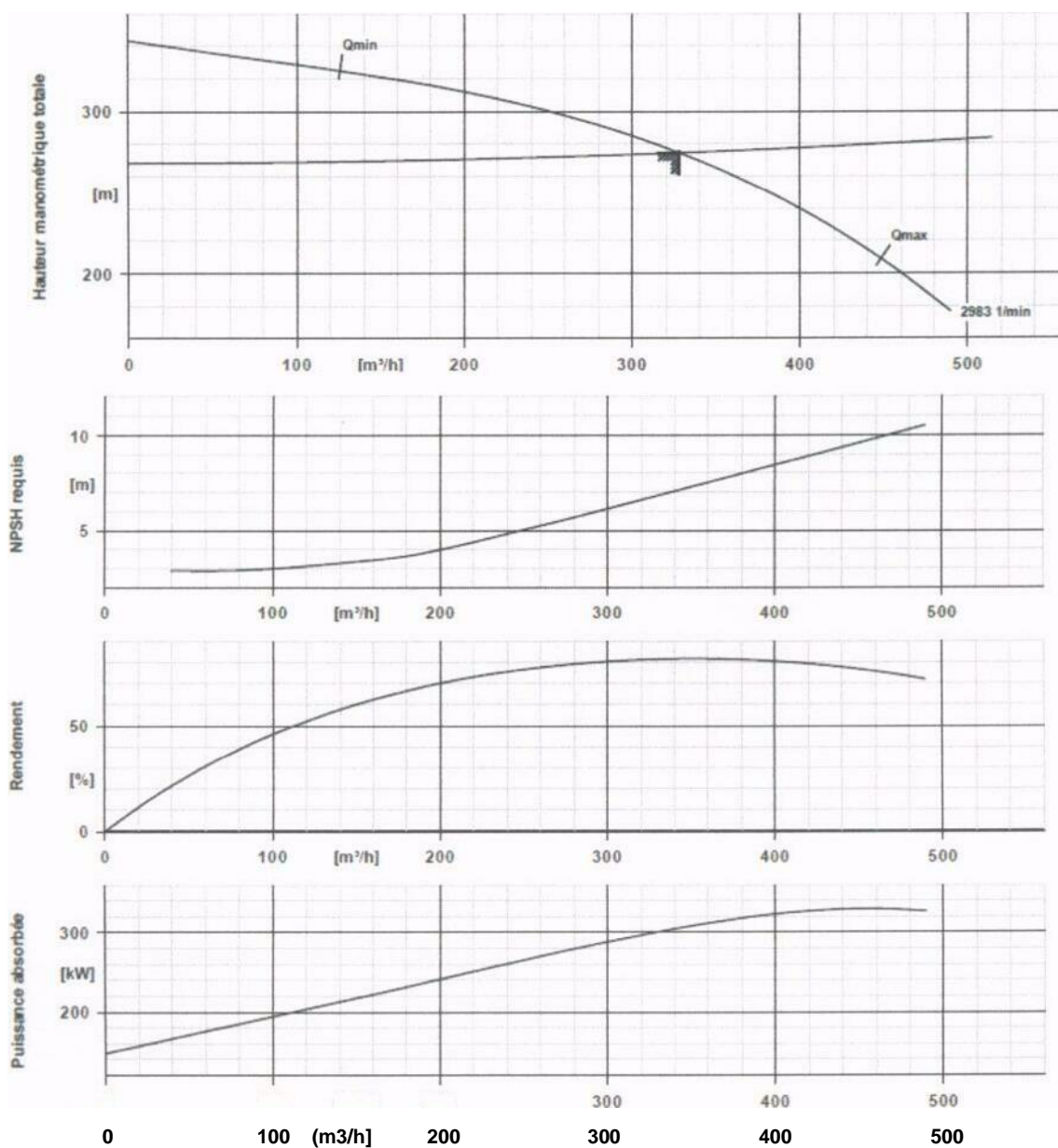
Fig (III-5) : installation de la brise charge

Annexe 17:

Courbe caractéristique hydraulique de la pompe de tronçon SR1-SR2

Multitec A 125/ 3-10.2 10.63

KSB



Caractéristiques de courbe

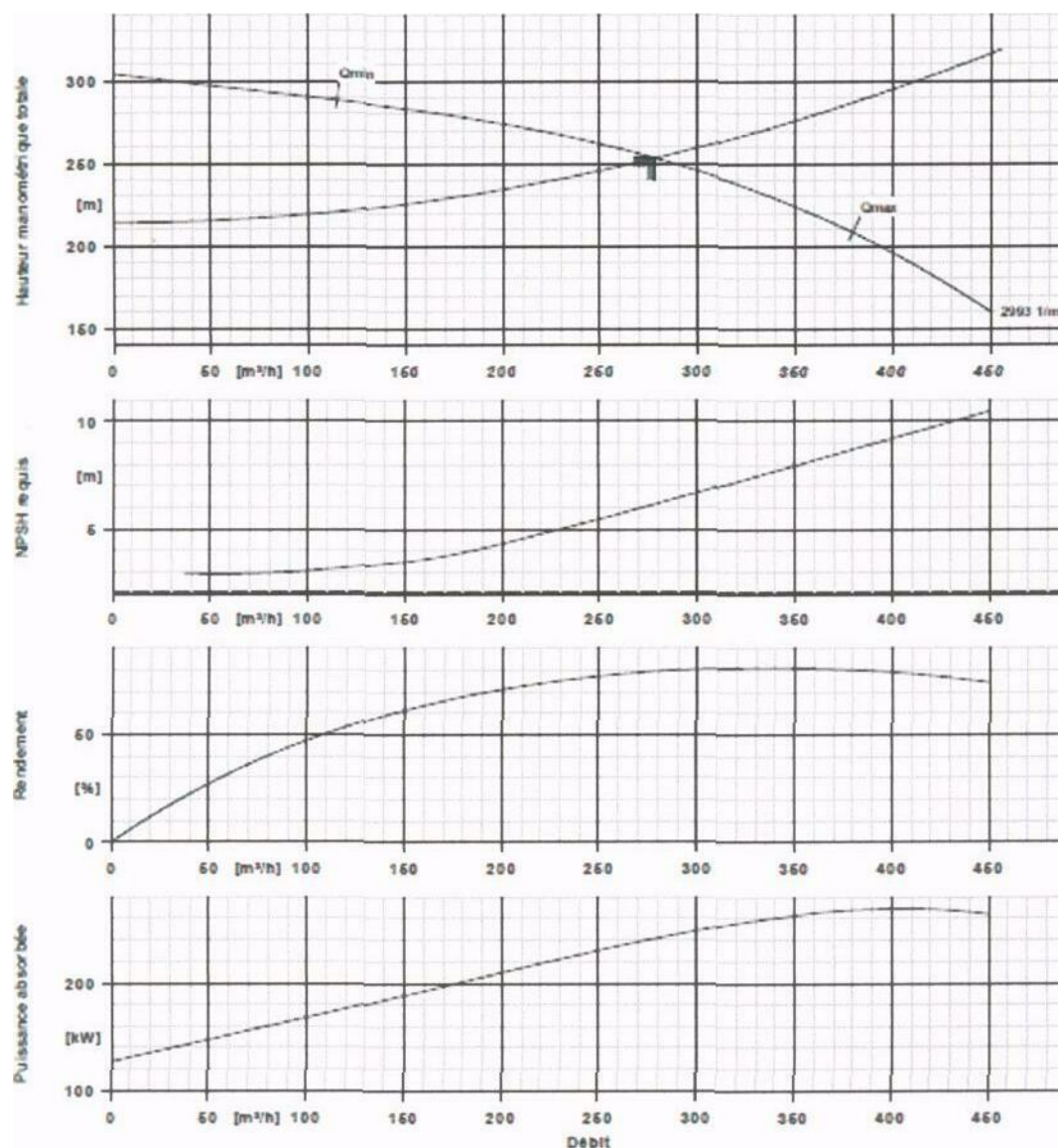
Vitesse de rotation	2983 rpm	Rendement	81,6%
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	300,07 kW
Viscosité	1.00mm ² /s	NPSH requis Numéro de courbe	6,79m
Débit	328,14 m ³ /h		2*1777.407521/11 GG 1 *
Débit demandé	328,14 m ³ /h		1777.407521/10 GG
Hauteur manométrique totale	274,46 m	Diamètre de roue	267,0 / 302,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	274,46 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par.4.4.2



Annexe 18 :

Courbe caractéristique hydraulique de la pompe de tronçon SR2-SR3

Multitec A 125/ 3-10.2 10.63



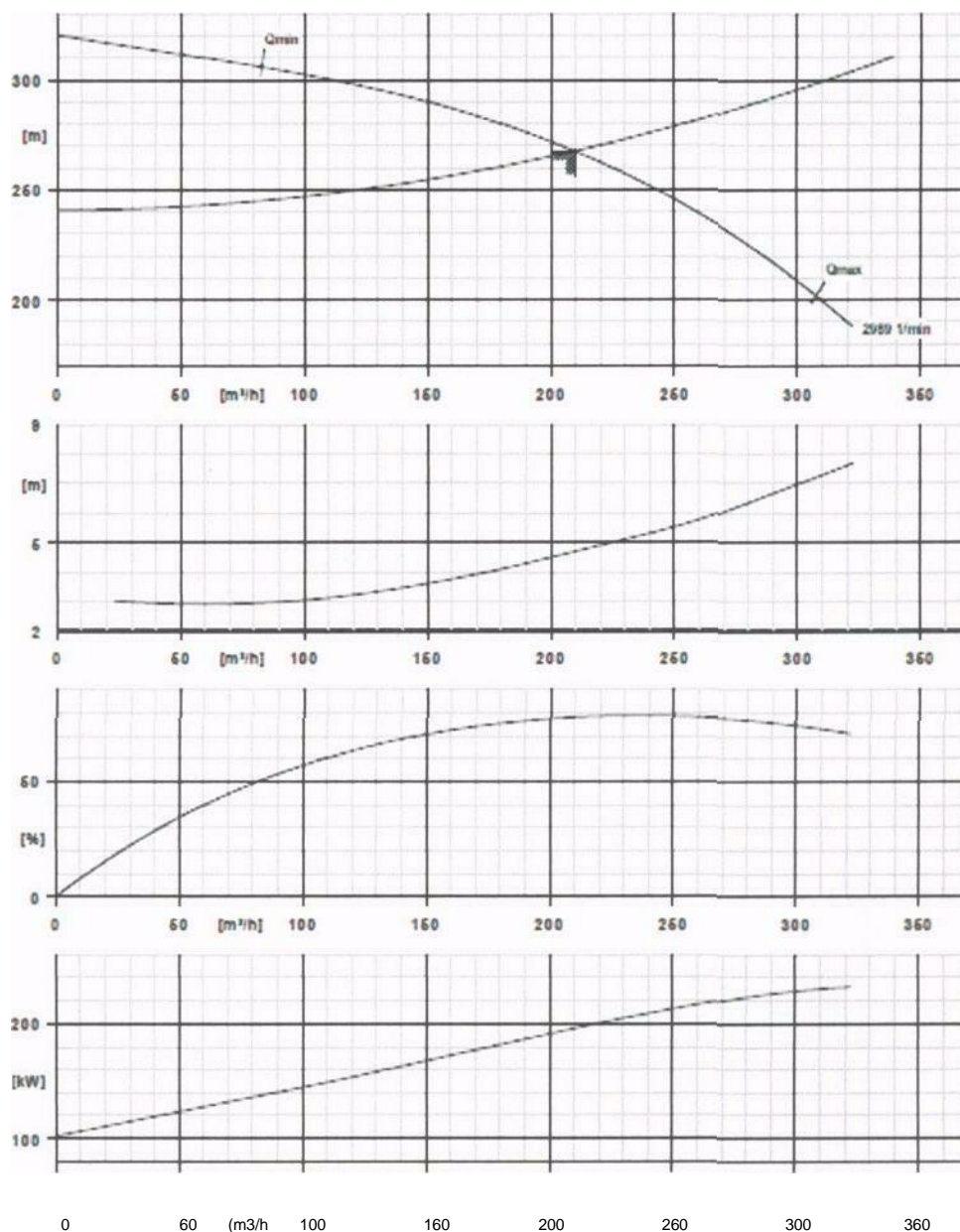
Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	2993 rpm	Rendement	79,3 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	241,13 kW
Viscosité	1.00mm ² s	NPSH requis	6,15m
Débit	278,32 m ³ /h	Numéro de courbe	2 * 1777.407521/11 GG 1 • 1777.407521/10 GG
Débit demandé	278,32 m ³ /h	Diamètre de roue	256,0 / 289,0 mm Norme de réception tolérances suivant ISO
Hauteur manométrique Totale	253,04 m		9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2
Hauteur manométrique totale demandée	253,04 m		

**Annexe 19 :**

Courbe caractéristique hydraulique de la pompe de tronçon SR3-R7

Multitec A 125/ 3-10.2 10.63

**Caractéristiques de courbe**

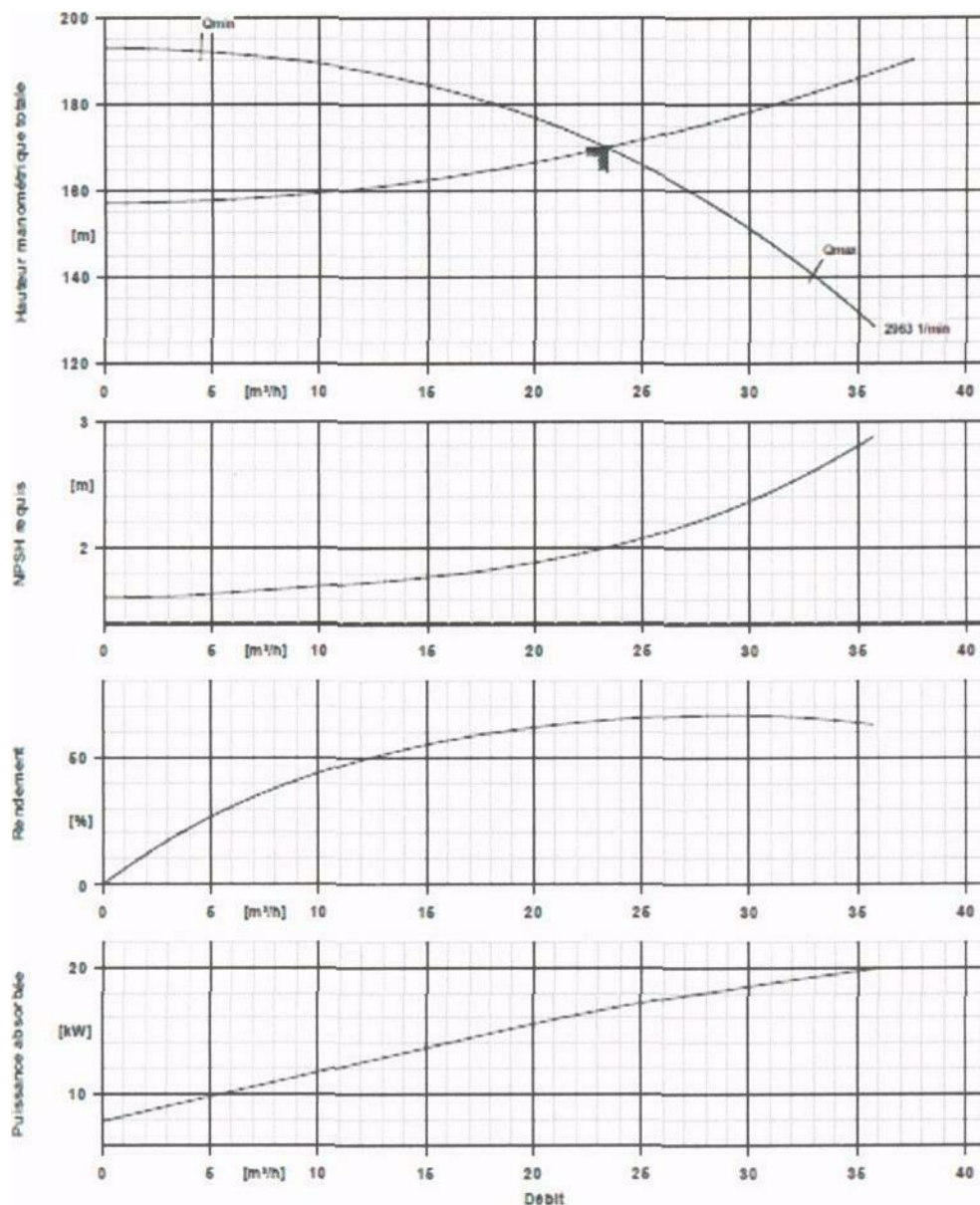
Vitesse de rotation	2988 rpm	Rendement	77,9 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	195,71 kW
Viscosité	1.00 mm ² /s	NPSH requis Numéro de courbe	4,69m
Débit	209,59 m ³ /h		2*1777.407521/09001*
Débit demandé	209,59 m ³ /h	Diamètre de roue	1777.407521/0800 263,0 /
Hauteur manométrique Totale	267,70 m	Norme de réception	290,0 mm tolérances
Hauteur manométrique totale demandée	267,60 m		suivant ISO 9906 classe 3B
			; en dessous de 10 kW
			suivant par. 4.4.2



Annexe 20 :

Courbe caractéristique hydraulique de la pompe de tronçon SR4-R14

Multitec A 125/ 3-10.2 10.63



Caractéristiques de courbe

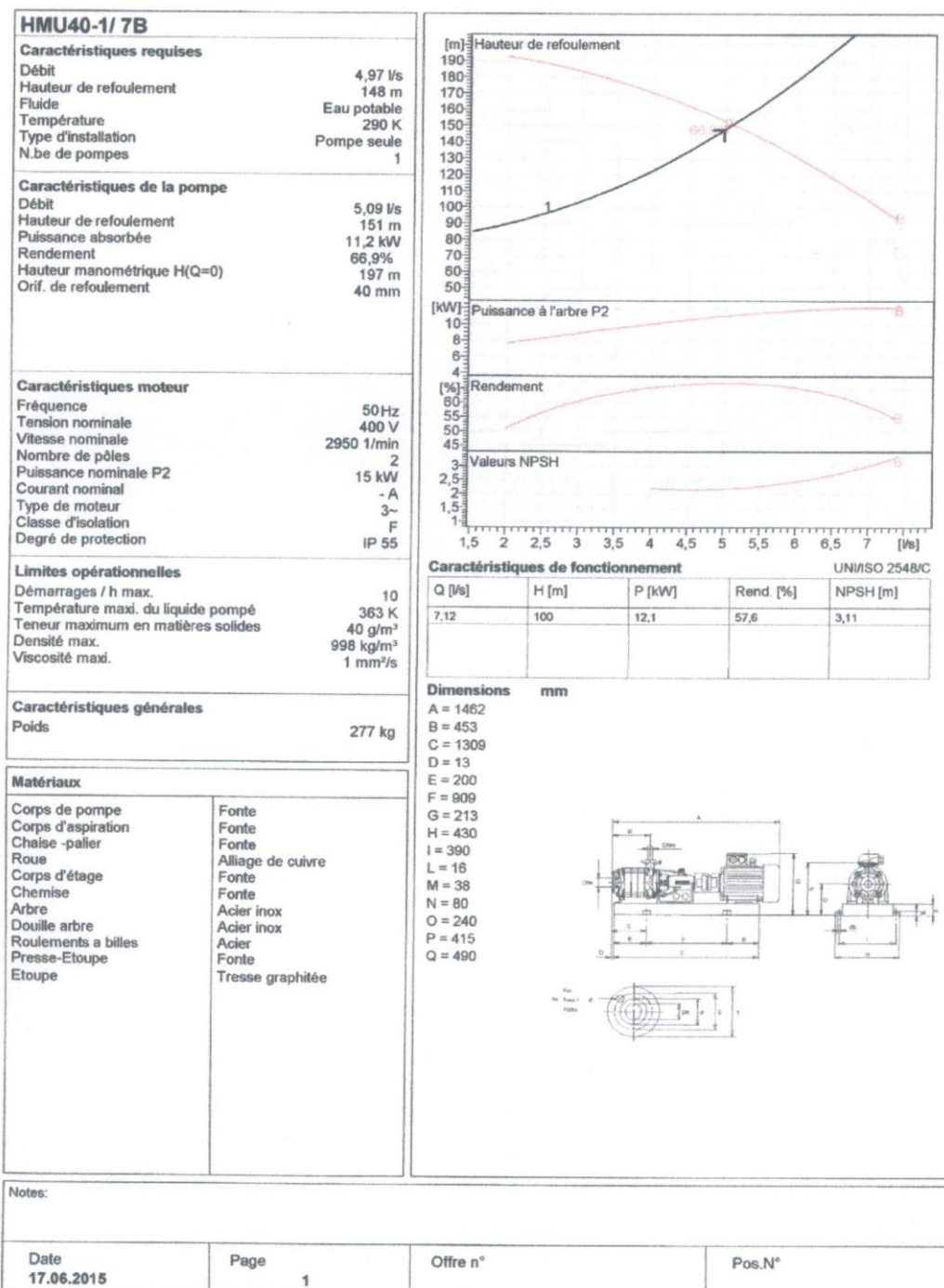
Vitesse de rotation	2963rpm	Rendement	64,6 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	16,67 kW
Viscosité	1.00mm ² /s	NPSH requis	2,00m
Débit	23,32 m ³ /h	Numéro de courbe	1777.407521/02 GG
Débit demandé	23,32 m ³ /h	Diamètre de roue	170,0/156,0mm tolérances suivant ISO
Hauteur manométrique Totale	169,96 m	Norme de réception	9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2
Hauteur manométrique totale demandée	168,32 m		

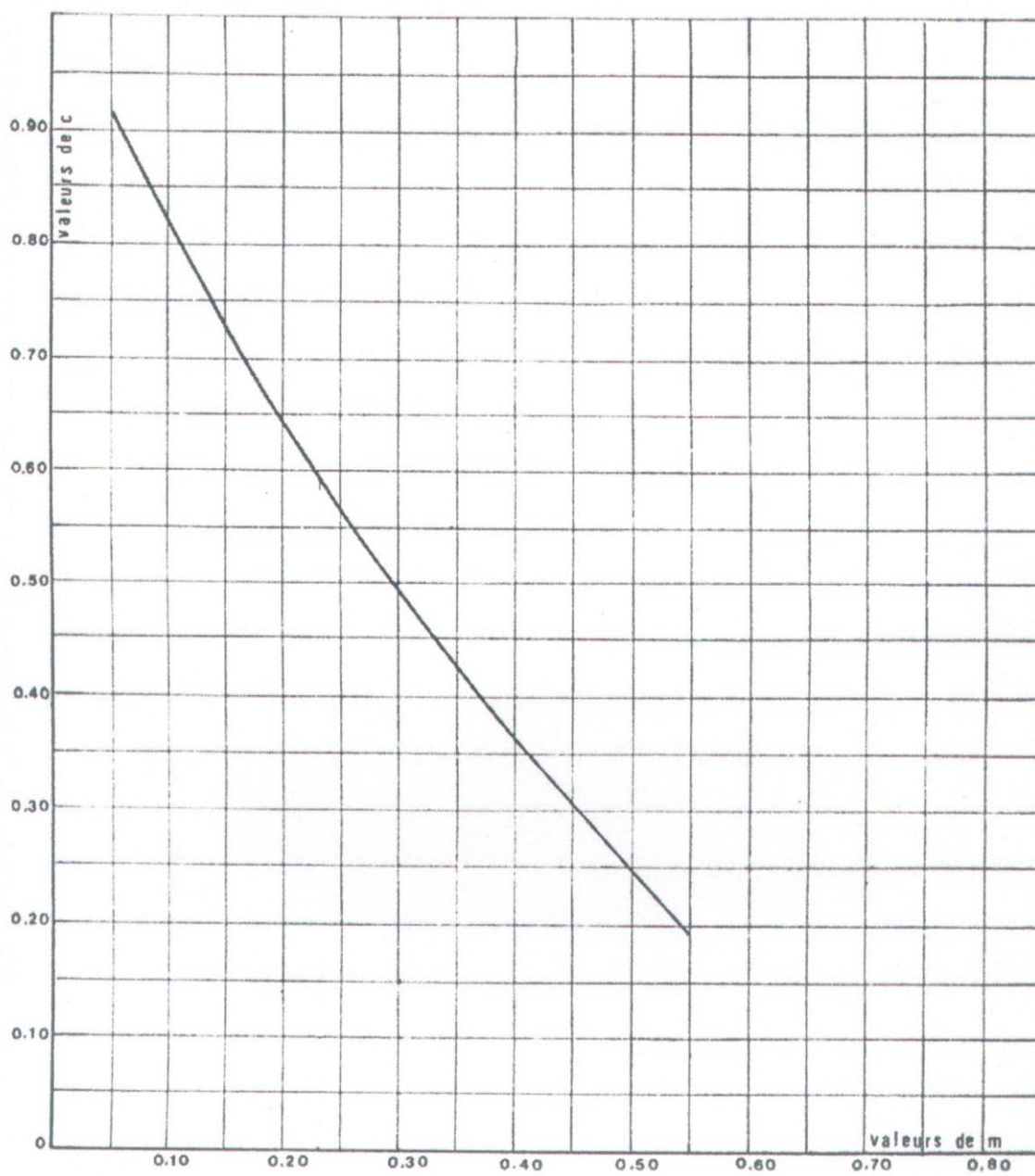
Annexe 21 :

Courbe caractéristique de la pompe de tronçon R14-R15

caprari

Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001


Annexe 22 : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

RESUME

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude de la chaîne d'adduction de la commune de Barbacha (Wilaya de Bejaia) à partir d'un point de piquage de la conduite du transfert barrage de Tichy - Haf Bejaia sur un horizon de 2045.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé le calcul des besoins en eau des différentes catégories d'usage qui émerge les différents débits.

Ensuite, nous avons dimensionné les réservoirs suivant le régime de consommation des agglomérations, ces derniers ont été équipés en fontainerie nécessaire, suivi d'une étude technico-économique de l'adduction sur un linéaire total de 25,77 Km; et nous avons fait le choix des pompes adéquates pour chaque station de pompage.

Dans le but de protéger la chaîne de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé des réservoirs d'air.

Mots clés : *Adduction ; Gravitaire ; Refoulement ; Pompes ; CAPRARI; KSB ; Coup de bélier ; Réservoirs d'air ; Vannes.*

Abstract

In this spécification, we made a study of thé supply chain of thé Common Barbacha (wilaya of Bejaia) from a tapping point for managing thé shipment dam Tichy - Haf Bejaia on a project horizon 30 years.

After presenting thé project site, we began calculating thé water needs of différent catégories of use that émerge différent rates.

Then sized réservoirs following thé consumption pattem of settlements, they were equipped with sprinkiers required, followed by a technical and économie study of thé supply from thé tapping point on a linear total of 25.77 km; and we made thé sélection of appropriate pumps each pumping station.

In order to protect thé discharge pips against thé phenomenon of water hammer, we advocated air tanks.

Keywords'. *Water supply; Gravity; Upsetting; Pumps; CAPRARI; KSB; Water hammer; Air tanks; Vannes.*

ملخص

في هذه الأطروحة تطرقنا لدراسة حول شبكة سحب مياه الصالحة للشرب لبلدية برياشة (ولاية بجاية) عن طريق إتصال في خط إمداد تحويل من سد تيشي حافظ - بجاية للسنوات القادمة .

بعدها قمنا بتمثيل منطقة المشروع ، تطرقنا إلى حساب إحتياجات سكان البلدية ، ثم إنتقلنا إلى تصميم حوانات المياه وفقا لنظام إستهلاك المواطنين ، متبعيا بدراسة تقنية و إقتصادية حول خط السحب الكلي المقدر ب 25.77 كم ، كما قمنا باختيار مضخات ملائمة لكل محطة ضخ مياه ، و قمنا بدراسة حول ظاهرة المطرقة المائية .

كلمات المفاتيح سحب ، دفع ، مضخة ، مطرقة المائية ، خزان الهواء ، حنفية .