

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes D'Alimentation en eau potable.

THEME :

**AEP du lot 3 à partir du Barrage de Koudiet
Asserdoune (adduction Ain Bessem W de BoUira –
Boughzoul W. Médéa)**

Présenté par :
M^r TAMEUR Mehdi Bouamama

Promoteur :
M^{me} .DERNOUNI. F

Devant le jury composé de :

Président : M^r O.K. KHOUJET-KESBA

Examineurs: M^{me} K. ZERHOUNI
M^r A. AYADI
M^{me} L. CHENINI
M^r M. DJELLAB
M^r M. LAIDI

Juin 2009

“AD AUGUSTA PER ANGUSTA”

Remerciements

Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à ma promotrice M^{me}.DERNOUNI .F de m'avoir encadré et je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.

Aussi je tiens à remercier M^{me}.HOUSSINE (ANBT Alger) pour avoir mis à ma disposition sa précieuse documentation ainsi que son aide.

J'adresse également mes sincères remerciements et mon profond respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

TAMEUR.B.M

DEDICACE :

Avant tout, je voudrais dédier ce travail à mes parents, à JOE M.G ma source d'inspiration, grande personne à laquelle j'aspire être la palle copie.

A DIDUS mon compagnon de mystère et à l'unique ZED.
Je le dédie également à AMAR EL CHE, Farouk, Fadel, Salah, Hamza, Walid CAB, Fateh, Bouzekri, Kader, Arezki, Rabeh, Hichem ; mais aussi à Samira, Djamel Bouricha, Ibtissem, Latifa, Nassima, Aicha, Amina, Asma, Kayssa, Narimene... la liste est tellement longue que les personnes non citées ne sont pas pour autant oubliées.

الملخص:

توزيع المياه الصالحة للشرب يتطلب شبكة توزيع دقيقة التصميم لاستمرارية التزويد بالمياه. لهذه الأسباب, قمنا بجمع كل المعلومات الخاصة بمنطقة الدراسة مع أخذ بعين الاعتبار كل الطرق لحساب الاحتياجات للمياه. تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه.

Résumé :

Les systèmes d'alimentation en eau potable nécessitent des réseaux de conduites correctement dimensionnés afin de permettre un fonctionnement continu de ces derniers.

Pour cela nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude en prenant en considération toutes les méthodes pour la détermination des besoins en eau potable.

Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable.

Obstruct:

Water supply network requires correctly dimensioned pipes in order to allow a good performance of these networks.

For that, we gathered all information relating to the zone of study by taking into account all the methods for the determination of the water requirements.

A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing tanks.

Sommaire

Introduction générale.

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

INTRODUCTION	01
I. GEOGRAPHIE	01
II. TOPOGRAPHIE	01
III. GEOLOGIE ET SISMICITE	03
IV. CLIMAT	03
V. POPULATION	04
VI. Activités agricole et industrielles	04
VII. Infrastructures	04
CONCLUSION	05

CHAP II : Estimation des besoins en eau

INTRODUCTION	06
I. EVOLUTION DE LA POPULATION	06
II. EVOLUTIN DES BESOINS EN EAU POTABLE	07
II.1. Evaluation des besoins en eau potable	08
A. Consommation moyenne journalière	08
II.2. Variation de la consommation	09
A. Variation de la consommation journalière	09
B. Variation de la consommation horaire	11
➤ Consommation maximale horaire	11
➤ Consommation minimale horaire	12
➤ Variation du débit horaire pour la commune d'EL Omaria	14

➤ Variation du débit horaire pour la commune de Berrouaghia	15
➤ Variation du débit horaire pour la commune de Beni slimane	16
➤ Variation du débit horaire de la commune de Tablat	17
➤ Variation du débit horaire de la commune de Boughzoul	18
➤ Variation du débit horaire de la commune de Ksar El Bokhari.....	19
CONCLUSION	20

CHAP III : Calcul de l'adduction

INTRODUCTION	21
I. TYPE D'ADDUCTION	21
I.1. Adduction gravitaire	21
I.2. Adduction par refoulement	21
I.3. Adduction mixte	21
II. ADDUCTION ET TYPE D'ECOULEMENT	21
II.1. Ecoulement à surface libre	21
II.2. Ecoulement en charge	22
II.3. Proposition de variantes	22
II.4. Analyse et choix de la variante	23
Conclusion	23
II.5. Choix du tracé	23
II.6.Choix du matériau de la conduite	24
II.7. Comportement d'une adduction	24
A. Cas de surpression	24
B. Cas de dépression	24
II.8. Calcul hydraulique	24

A. Cas gravitaire	24
B. Cas de refoulement	25
o Calcul du tronçon B9 - 3 (gravitaire)	27
o Calcul du tronçon 1 – 2 (gravitaire)	27
o Calcul du tronçon 3 – 4 (refoulement)	28
o Calcul du tronçon 4 – 6 (refoulement)	31
o Calcul du tronçon 6 - 7 (gravitaire)	33
o Calcul du tronçon 7 – 8 (refoulement)	34
o Calcul du tronçon 7 – 9 (refoulement)	36
o Calcul du tronçon 9 – 10 (refoulement)	39
o Calcul du tronçon 11 – 12 (gravitaire)	41
o Calcul du tronçon 10 – 11 (gravitaire)	41
o Calcul du tronçon 11 – 13 (gravitaire)	43

CHAP IV : Calcul des réservoirs

INTRODUCTION	44
I. FONCTION DES RESERVOIRS	44
II. PRESCRIPTION SANITAIRE	44
III. CLASSIFICATION DES RESERVOIR	45
➤ Rectangulaire ou carrée	45
➤ Circulaire	45
IV. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIR	46
IV .1. Réservoir de stockage	46
A. Réservoir de TABLAT	46
B. Réservoir de BENI SLIMANE	47
C. Réservoir d'EL OMARIA	49
D. Réservoir de BERROUGHIA	51
E. Réservoir de KSAR EL BOUKHARI	53
F. Réservoir de BOUGHZOUL	55

IV .2. Réservoir de transit	57
A. Réservoir SP1	57
B. Réservoir SP2	59
C. Réservoir SP3	61
D. Réservoir tampon (KERROUCHA)	62

CHAP V : Etude des stations de pompages

INTRODUCTION	63
I. CHOIX DU TYPE DE POMPE	63
II. COUPLAGE DE POMPE	63
III. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES	63
IV. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES	65
V. POINT DE FONCTIONNEMENT DES POMPES	67
VI. ADOPTATION DES POMPES AUX CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DONNEES	69
1. Débit disponible > Débit appelé	69
➤ Réglage qualitatif	69
➤ Réglage quantitatif	69
2. Débit disponible < Débit appelé	70
VII. ETUDE DE LA CAVITATION	72
➤ Calage de la pompe	73
VIII. CHOIX DU MOTEUR	76

CHAP VI : Protection des conduites

I. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION	77
1. Définition	77
2. Protection cathodique	77
3. Le coup de bélier	77

➤ Causes du coup de bélier	78
➤ Risques dus aux coups de bélier	78
a. Cas de la surpression	78
b. Cas de dépression	78
c. Fatigue de la canalisation	78
4 . Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	79
a. Réservoirs d'air	79
b. Cheminée d'équilibre	79
c. Soupape de décharge	79
d. Volant d'inertie	79
5. Calcul des réservoirs d'air	79
✓ Méthode de Vibert	79
✓ Méthode de Bergeron	79

Chapitre VIII : Organisation de chantier

I. DIFFERENTS TRAVAUX A ENTREPRENDRE	86
1. Travaux concernant les stations de pompage	86
a. Décapage	86
b. Exécution des fouilles	86
c. Coulage du béton de propreté	86
d. Remblayage	86
e. Coulage du béton	86
f. Maçonnerie	86
2. Travaux concernant l'adduction	86
a. Exécution des tranchées	86
b. Construction des regards	87
c. Pose du lit de sable	87

d. Pose des conduites	87
e. Remblayage des tranchées	87
f. Nivellement et compactage	87
3. Travaux concernant les réservoirs	87
II. CALCUL DES VOLUMES DES TRAVAUX.....	87
1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	87
a. Calcul du volume de décapage	88
b. Calcul du volume des déblais	88
c. Calcul du volume du béton de propreté	88
d. Calcul du volume de béton armé	89
e. Calcul du volume du remblai compacté	90
f. Calcul du volume de la maçonnerie	90
2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	91
a. Déblais d'excavation	91
b. Lit de sable	92
c. Volume de la conduite	92
d. Remblais compacté	92
III. PLANIFICATION DES TRAVAUX	92
1. Définitions des tâches et leurs durées	92
A. Station de pompage	93
B. Adduction	93
C. Réservoirs	94
2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	95
A. Stations de pompage et réservoirs	95
B. Adduction	96
IV. ENGINES	102
1. Pelle hydraulique	102
2. Dozer	102
3. Chargeur	102

4. Compacteur (vibrateur de sol) 102

Conclusion générale.

Bibliographie.

Liste des tableaux :

Tableau 1 : Population par commune	04
Tableau 2 : Evolution de la population à différents horizons	06
Tableau 3 : Evaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons.....	09
Tableau 4 : Les consommations maximales journalières	10
Tableau 5 : Les consommations minimales journalières	10
Tableau 6 : Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant	11
Tableau 7 : Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.....	12
Tableau 8 : variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération	13
Tableau 9 : Variation du débit horaire pour la commune d'EL Omaria..	14
Tableau 10 : Variation du débit horaire pour la commune de Berrouaghia	15
Tableau 11 : Variation du débit horaire pour la commune de Beni Slimane	16
Tableau 12 : Variation du débit horaire de la commune de Tablat	17
Tableau 13 : Variation du débit horaire de la commune de Boughzoul	18
Tableau 14 : Variation du débit horaire de la commune de Ksar El Bokhari	19
Tableau 15 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	25
Tableau 16 : Variation journalière des tarifs de l'énergie	26
Tableau 17 : Variation des HMT en fonction du diamètre	29

<u>Tableau 18</u> : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	29
<u>Tableau 19</u> : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	29
<u>Tableau 20</u> : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	30
<u>Tableau 21</u> : Variation des HMT en fonction du diamètre	31
<u>Tableau 22</u> : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	32
<u>Tableau 23</u> : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	32
<u>Tableau 24</u> : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	32
<u>Tableau 25</u> : Variation des HMT en fonction du diamètre	34
<u>Tableau 26</u> : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	35
<u>Tableau 27</u> : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	35
<u>Tableau 28</u> : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	35
<u>Tableau 29</u> : Variation des HMT en fonction du diamètre.....	37
<u>Tableau 30</u> : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	37
<u>Tableau 31</u> : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	38
<u>Tableau 32</u> : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	38
<u>Tableau 33</u> : Variation des HMT en fonction du diamètre	40
<u>Tableau 34</u> : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	40
<u>Tableau 35</u> : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	40
<u>Tableau 36</u> : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	41

<u>Tableau 37</u> : Evaluation du volume résiduel du réservoir de TABLAT .	46
<u>Tableau 38</u> : Evaluation du volume résiduel du réservoir de BENI SLIMANE	48
<u>Tableau 39</u> : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'EL OMARIA	50
<u>Tableau40</u> : Evaluation du volume résiduel du réservoir de BERROUGHIA.....	52
<u>Tableau41</u> : Evaluation du volume résiduel du réservoir de KSAR ELBOUKHARI	54
<u>Tableau42</u> : Evaluation du volume résiduel du réservoir de BOUGHZOUL.....	56
<u>Tableau43</u> : Evaluation du volume résiduel du réservoir SP1	58
<u>Tableau44</u> : Evaluation du volume résiduel du réservoir SP2	60
<u>Tableau 45</u> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	64
<u>Tableau 46</u> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	64
<u>Tableau 47</u> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	65
<u>Tableau 48</u> : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	73
<u>Tableau 49</u> : Calcul du réservoir d'air	85
<u>Tableau 50</u> : Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.....	89
<u>Tableau 51</u> : Volumes de travaux d'une seule station de pompage	91
<u>Tableau 52</u> : temps de réalisation des opérations de la station de pompage	93
<u>Tableau 53</u> : temps de réalisation des opérations de l'adduction	94

<u>Tableau 54</u> : temps de réalisation des opérations du réservoir	95
<u>Tableau 55</u> : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station	96
<u>Tableau 56</u> : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction	96

Liste des figures :

Figure I-1 : Situation géographique.....	02
Figure II-1 : Répartition des habitants par commune	07
Figure II-2 : Répartition des besoins moyens journaliers par commune	09
Figure III.1 : illustration du phénomène d'écrêtement	23
Figure III.2 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	30
Figure III.2 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	33
Figure III.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	36
Figure III.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	38
Figure III.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	41
Figure V.1 : courbes caractéristiques de la SP1	66
Figure V.2 : courbes caractéristiques de la SP2	66
Figure V.3 : courbes caractéristiques de la SP3	67
Figure V.4 : point de fonctionnement de la SP1	68
Figure V.5 : point de fonctionnement de la S2P	68
Figure V.5 : point de fonctionnement de la SP3	69
Figure V.6 : Courbes caractéristique après optimisation (SP1)	71
Figure V.7 : Courbes caractéristique après optimisation (SP2)	71
Figure V.7 : Courbes caractéristique après optimisation (SP3)	72
Figure VII.1 : l'eau du réservoir se dirige vers la conduite	82
Figure VII.2 : l'eau de la conduite revient dans le réservoir	82
Figure VII.3 : Coefficient de perte de charge c dans la tuyère	83
Figure VII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite	91
Figure VII.2 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) des stations et des réservoir	100

Nomenclature

- P_x : population à l'horizon de calcul.
- P_0 : population à l'année de recensement 1987.
- α : Taux d'accroissement démographique, $\alpha = 2,6\%$.
- n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.
- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).
- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$.
- $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).
- $Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).
- $K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$.
- ΔH_t : Perte de charge totale (m).
- K' : Coefficient de frottement .
- L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).
- L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).
- ΔH_t : Perte de charge totale (m).
- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m).
- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).
- $\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

- Q : Débit à refouler (m^3/s).
- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).
- ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).
- ε : Rugosité absolue de la conduite.
- P : puissance absorbée par la pompe (Kw).
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m).
- η : rendement de la station de pompage (70 %).
- E : énergie consommée pendant une année (Kwh).
- P : puissance de pompage (Kw) .
- t : temps de pompage par jour (h).
- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
- δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.
- A : Frais d'amortissement (DA).
- i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$.
- n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.
- R_e : Nombre de Reynolds.
- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s).
- V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m^3/h**
(C'est un volume minimum).
- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%).
- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3).
- S : section du réservoir (m^2).
- h : hauteur utile optimale d'eau (m).

H : hauteur totale du réservoir (m).

R : revanche (m).

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).

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

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

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

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

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

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.

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

R' : rendement de rognage (%).

m : coefficient de rognage..

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

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

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

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

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

r : marge de sécurité.

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

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

H : altitude de la station.

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

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

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m).

l_r : longueur de la conduite de refoulement,

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

n : nombre de pompes en parallèles.

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

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

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

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

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

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

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

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

r : marge de sécurité.

l : largeur de la fouille (m).

L : longueur de la fouille (m).

h : profondeur de la fouille (m).

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

b : petite base de la tranchée.

B : grande base de la tranchée.

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

V_s : volume du lit de sable (m^3).

E : épaisseur du lit de sable.

L : longueur de la tranchée (m).

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

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

V_r : volume du remblai.

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

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

a : célérité d'onde (m/s) .

e : épaisseur de la conduite (mm).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, ce liquide précieux source de toute forme de vie a toujours représenté un vif centre d'intérêt pour l'homme, puisque tout au long de l'histoire, les points d'eau étaient considérés comme des points stratégiques en temps de guerres ou pour s'installer en agglomération.

Jadis on croyait que l'eau était disponible en quantités abondantes et que les ressources étaient inépuisables. De nos jours, la tendance dans le domaine de la gestion des ressources hydriques est en train de changer vu que l'abondance de l'eau et sa pureté sont mises à défaut par les changements climatiques et les besoins de l'homme qui ne cessent d'accroître.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir un système ingénierie d'exploitation des ressources hydriques.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : AEP du lot 3 à partir du barrage de Koudiet Asserdoun (Adduction Ain Bessem W de Bouira – Boughzoul W.Médéa) ; qui représente la projection d'une adduction totalisant près de 170 km de longueurs, en gravitaire sur certains tronçons et en refoulement sur d'autres, qui a pour but l'alimentation des agglomérations de : Tablat, Beni Slimane, EL Omara, Kser EL Boukhari et en fin Boughzoul.

L'étude comprend aussi le dimensionnement de réservoirs (10 réservoirs) et l'étude du pompage (3 stations de pompes).

CHAPITRE

I

PRESENTATION DE LA

ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION

Ce chapitre portera sur la description générale de l'aire d'étude, on y abordera aussi bien les aspects géographiques, géologiques topographiques, et climatiques, que les volets démographie et situation hydraulique.

Pour ce qui est de la méthodologie, l'étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et des équipements nécessaires pour assurer un approvisionnement en eau potable optimal des centres urbains : Beni Slimane, El Omaria, Berrouaghia, Tablat, Ksar El Boukhari et Boughzoul, et ce à partir d'un piquage au niveau d'une adduction a Ain Bessam.

I. GEOGRAPHIE

La région de l'aire d'étude s'intègre dans la partie centrale des deux grands ensembles morphologiques du nord de l'Algérie, qui sont l'Atlas Tellien et les hauts plateaux.

Étalée sur les wilayas de Bouira et Médéa, cette zone est limitée :

- Au nord : par les wilayas de Boumerdes et Tizi Ouzou.
- A l'ouest : par les wilayas de Blida et Médéa.
- Au sud : par les wilayas de Médéa et M'sila.
- A l'est : par les wilayas de Bouira et Tizi ousou.

II. TOPOGRAPHIE

L'altitude moyenne est de 642 m N.G.A ; alors que le point le plus haut culmine à 1062 m N.G.A au niveau de Berrouaghia. Quant au point le plus bas, il se trouve à 388 m N.G.A dans la région de Zbarbar.

De manière générale on peut dire que la région de Bouira et ses alentours reposent sur un relief quasi montagneux de pente de terrain dépassant les 5%.

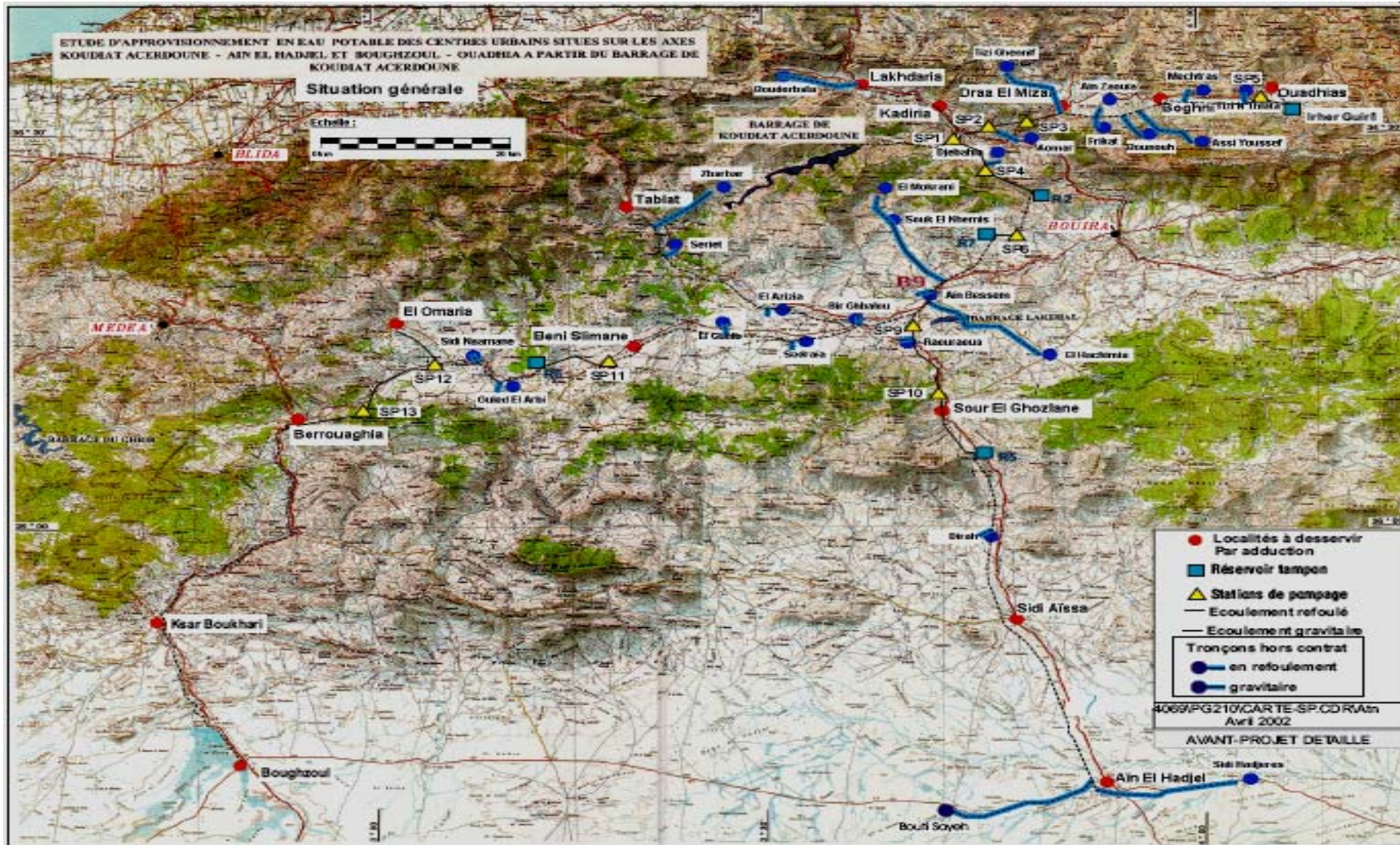


Figure-1 : Situation géographique.

III. GEOLOGIE ET SISMICITE

Les localités de d'El Omaria, Tablat et Berrouaghia sont situées dans la partie sud de l'Atlas mitidjien. Celui-ci comprend un ensemble de nappes fortement plissées du crétacé avec des faciès schisteux, marneux et parfois des calcaires marneux; l'érosion par ravinement est très forte et le couvert végétal a disparu dans plusieurs endroits.

La localité de Ksar El Boukhari est située sur le piémont méridional du massif de l'Ouarsenis à une altitude d'environ 630 m.

L'axe routier Médéa-Berrouaghia-Ksar El Boukhari est un important axe stratégique (la RN1) qui relie le nord de l'Algérie au sud du pays. Plus au sud, la localité de Boughzoul se trouve au croisement de cet axe routier avec l'axe de circulation est-ouest (aussi important que le premier) qui dessert les hauts plateaux algériens. Cette localité est pressentie pour devenir le pôle central de développement de la région des hauts plateaux.

La localité de Beni Slimane est située dans la dépression du même nom, entre le plateau de Médéa et la plaine des Aribes d'Ouest en Est. Elle constitue une plaine relativement élevée (altitude moyenne de l'ordre de 600m) qui présente les caractères d'une subsidence remplie par des argiles sableuses avec des blocs de conglomérats de grès roulés d'origine continentale.

La sismicité de cette wilaya est faible.

IV. CLIMAT

La zone d'étude couvre les bassins versants des cours supérieurs des oueds Isser, Chélif Sébaou et El-Léham, dont la pluviométrie annuelle varie entre 900 mm au Nord et 250 mm au Sud. L'annexe 2 donne la carte pluviométrique de l'aire d'étude établie par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques sur la base de deux séries de moyennes annuelles 1922-1960 et 1969-1989.

Les localités de Tablat et d'El Omaria sont soumises à un régime subhumide, avec une pluviométrie annuelle moyenne de l'ordre de 600mm, assez bien répartie sur l'année. Les hivers sont frais et humides, et les étés sont chauds et humides (excepté juillet et août qui sont secs). Les températures passent de 5-6° en moyenne en janvier à 22-24° en juillet-août.

Les localités de Berrouaghia, Béni Slimane, Ksar El Boukhari, et Boughzoul sont soumises à un climat semi-aride et steppique. La pluviométrie moyenne annuelle est comprise entre 400 et 600 mm. L'été est chaud et sec, tandis que l'hiver est frais voire froid et plus humide.

Les températures passent de 8-9° en moyenne en janvier à 25-27° en moyenne en juillet-août.

Concernant les vents, les directions prédominantes sont celles de l'Ouest et du Sud, avec une vitesse moyenne avoisinant les 13 km/h.

V. POPULATION

Lors du recensement national de 1987 la population totale de la zone d'étude était répartie selon le tableau suivant :

Tableau 1: Population par commune

N°	localité	Pop. Agglomérée [hab]	Pop. Eparses [hab]	Pop. Totale [hab]
1	El omaria	6974	7094	14068
2	Berrouaghia	22146	9570	31716
3	Beni slimane	6337	13838	20175
4	Tablat	7095	14940	22035
5	Boughzoul	200	8905	9105
6	Ksar el boukhari	39000	1420	40420
		81752	55767	137519

VI. ACTIVITES AGRICOLE ET INDUSTRIELLES

L'activité la plus importante de l'aire d'étude est l'agriculture de laquelle une grande partie de la population tire sa source de revenus. La SAU (surface agricole utile) des principaux centres de l'étude représente quelque 40% de la superficie totale de ces centres, avec une grande disparité entre les localités.

En 1993 on recensait soixante dix industries pour les principaux centres de l'aire d'étude, dont 22 unités qui employaient 100 employés ou plus.

VII. INFRASTRUCTURES

L'aire de l'étude est assez bien desservie en matière d'infrastructures de transport. Trois axes routiers la traversent et convergent vers Alger ; à savoir :

- L'axe Constantine-Bouira-Alger, avec un trafic de transit important provenant de l'Est du pays.

- Les deux axes : Bou Saada-Sour El Ghouzlane-Alger, et Djelfa-Ksar El Boukhari-Médéa-Alger, assurent la connexion avec la partie centrale des hauts plateaux Algériens et d'une manière plus générale avec le Sud du pays.

Deux axes secondaires traversent aux trois axes ci-dessus (Ain El Hajel-Boughzoul et Bouira-Barrouaghia) prennent une importance de plus en plus grande dans l'économie régionale, dans la mesure où ils assurent une part importante des flux de transport entre l'Est et l'Ouest du pays.

CONCLUSION :

Arrivé au terme de ce chapitre, la problématique de ce thème, qui est de faire passer une adduction à partir de Ain Bessam jusqu'à Boughzoul tout en desservant les localités avoisinantes, est clairement posée. En effet après avoir abordé les paramètres entrants en jeu dans ce projet en amont, on peut se fixer une idée sur l'ordre de grandeur des travaux à effectuer et les tâches à accomplir.

CHAPITRE

II

ESTIMATION DES

BESOINS EN EAU

INTRODUCTION

L'évolution des besoins en eau d'une région est intimement liée à l'évolution de la population de cette dernière, ainsi au cours de ce chapitre sera abordé et l'évolution de la population de l'aire d'étude, et l'évolution de ces besoins en eau.

I. EVOLUTION DE LA POPULATION

D'après le recensement de l'année 2008, le nombre total des habitants de la région ciblée par l'étude s'élèverait à 235753 habitants.

Il s'agirait de mettre en évidence la population des principales localités sur divers horizons.

Pour cela on dispose de la relation suivante :

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

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

Tableau 2 : Evolution de la population à différents horizons

Commune	Pop en 2008	Pop en 2020	Pop en 2030
El omaria	24117	32 817	42420
Berrouaghia	54372	73 985	95635
Beni slimane	34587	47 063	60835
Tablat	37775	51 402	66443
Boughzoul	15609	21 239	27455
K.El boukhari	69293	94 289	121880
Total	235753	320 795	414668

On constate que la population de la zone d'étude sera de 414668 habitants à l'horizon 2030.

La répartition des habitants par commune est représentée sur la figure II.1

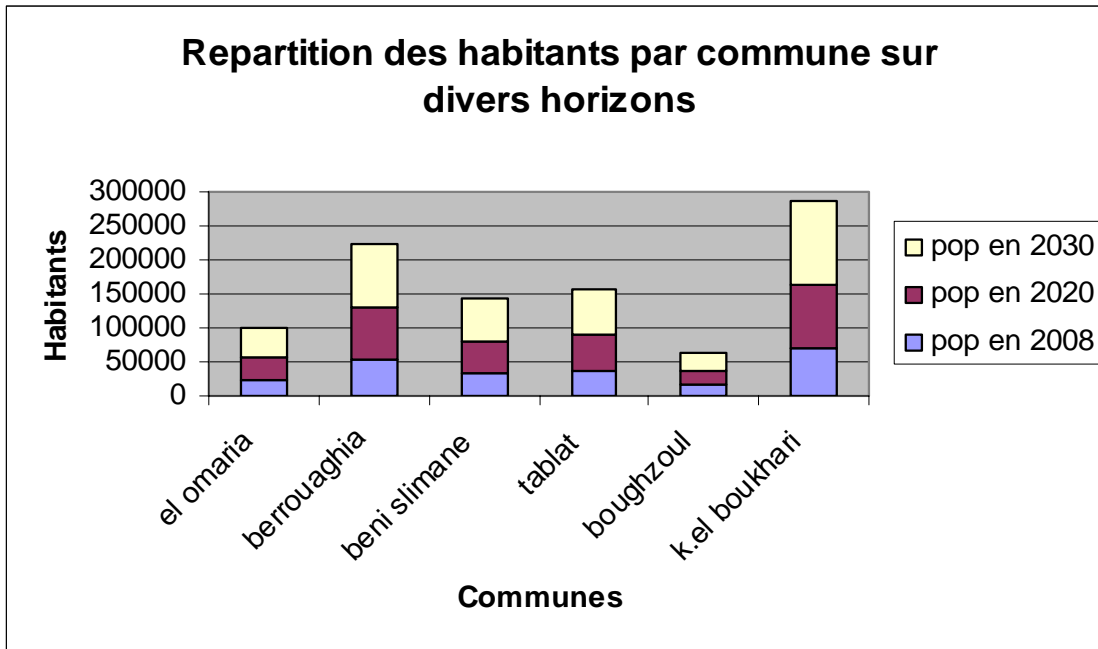


Figure II-1 : Répartition des habitants par commune

II. EVOLUTION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Il paraît intéressant de commencer d'abord par définir quelques notions clés concernant l'évolution des besoins en eau potable. En effet on distingue :

- Le besoin unitaire : au niveau d'un usage particulier, qui est la quantité d'eau nécessaire pour une certaine utilisation, par exemple pour une douche, ou pour un cycle de machine à laver.
- Le besoin global par jour : pour un usager, qui est la somme des besoins unitaires résultant de l'utilisation qu'il a faite de l'eau.
- La demande : qui est la quantité d'eau à prélever dans le milieu naturel à chaque instant pour faire face à la couverture des différents besoins, compte tenu des pertes du prélèvement à l'utilisation.

Il est à noter aussi que le besoin en eau est **circonstanciel**, il se rapproche du minimum technique, si l'eau est rare ou chère et s'en écarte beaucoup si l'eau est peu coûteuse ou gratuite. Il ne faut donc pas s'étonner de la grande fluctuation des besoins élémentaires établis par divers auteurs dans différents pays.

Des divers besoins spécifiques, on citera les suivants :

➤ Besoins domestique

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

➤ **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique) :**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique

II.1. Evaluation des besoins en eau potable

La dotation est arrêtée à 150l/j/hab. qui est la moyenne nationale en termes de dotation en eau potable. D'autre part cette moyenne est supposée répondre à toutes les sortes de consommation.

▪ **Consommation moyenne journalière**

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

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \quad (\text{m}^3/\text{jr}) \dots\dots\dots (2)$$

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

Tableau 3 : Evaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons

Commune	Dotation	Besoins moyens journaliers (m ³ /j)		
		2008	2020	2030
EL OMARIA	150	3618	4923	6363
BERROUAGHIA	150	8156	11098	14345
BENI SLMANE	150	5188	7059	9125
TABLAT	150	5666	7710	9966
BOUGHZOUL	150	2341	3186	4118
K.EL BOUKHARI	150	10394	14143	18282
TOTAL		35363	48119	62199

Les besoins moyens journaliers de l'ensemble de la zone d'étude sont estimés à 48119 m³/j.

La répartition des besoins moyens journaliers par commune, est représentée sur la figure II-2.

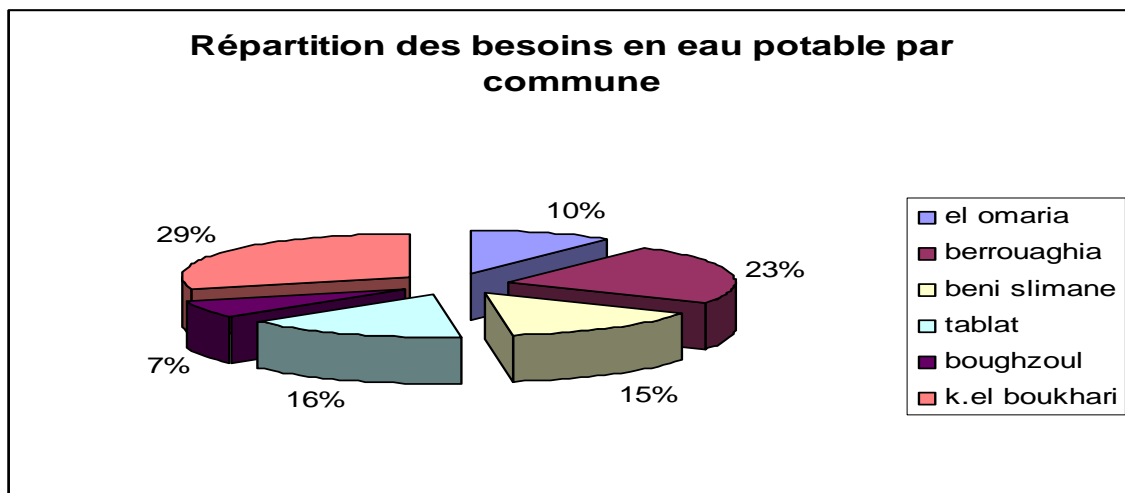


Figure II-2 : Répartition des besoins moyens journaliers par commune.

II.2. Variation de la consommation

- Variation de la consommation journalière

Suivant les jours de l'année, le débit consommé est plus grand ou plus petit que la valeur moyenne calculée, ceci est dû aux différents climats et coutumes.

Il s'agit donc de calculer les débits de consommation journaliers maximums et minimums.

▪ **Consommation maximale journalière**

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (3)$$

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

Les consommations maximales journalières sont représentées sur le tableau qui suit :

Tableau 4 : Les consommations maximales journalières

Commune	$Q_{\text{moy jr}}$	k_{\max}	$Q_{\max jr}$
EL OMARIA	6363	1,3	8272
BERROUAGHIA	14345	1,3	18649
BENI SLIMANE	9125	1,3	11863
TABLAT	9966	1,3	12956
BOUGHZOUL	4118	1,3	5353
K.EL BOUKHARI	18282	1,3	23767
total			80860

▪ **Consommation minimale journalière**

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(4)$$

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

Les consommations minimales journalières sont représentées sur le tableau qui suit :

Tableau 5 : Les consommations minimales journalières.

Commune	$Q_{\text{moy jr}}$	k_{\min}	$Q_{\min jr}$
EL OMARIA	6363	0,9	5727
BERROUAGHIA	14345	0,9	12911
BENI SLIMENE	9125	0,9	8213
TABLAT	9966	0,9	8969
BOUGHZOUL	4118	0,9	3706
K.EL BOUKHARI	18282	0,9	16454
TOTAL			55980

Il est à noter que le choix des coefficients d'irrégularité se fait de façon à ce que l'on ait le cas le plus défavorable.

Il apparaît ainsi que le débit maximum journalier est de **62555 m³/j**, tandis que le débit minimum journalier est de **43307 m³/j**.

▪ **Variation de la consommation horaire :**

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre ; toutefois la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximal journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{max,h}$, $K_{min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

Donc :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots (5)$$

Tableau 6 : Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant

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

Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,3$ et $\beta_{min} = 0,7$

Donc : $K_{min,h} = 0,3 \times 0,7 = 0,35$ $\Rightarrow K_{min,h} = 0,35$

- **Consommation maximale horaire :**

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

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

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

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (6)$$

Tableau 7 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

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

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

soit :

$$K_{max,h} = 1,3 \times 1,1 = 1,43 \Rightarrow K_{max,h} = 1,43$$

- Consommation minimale horaire :

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

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

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

Tableau 8 : variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Ce tableau représente les débits horaires suivant chaque heure de la journée, exprimés en pourcentages du débit maximal journalier.

A présent nous allons procéder au calcul de la variation du débit horaire pour chaque commune de la zone d'étude.

➤ **Variation du débit horaire pour la commune d'EL Omaria**

La population d'EL Omaria est comprise entre 10000 et 50000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau 9 : Variation du débit horaire pour la commune d'EL Omaria

heures	consommation totale : $Q_{\max, j} = 8272 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	124	1,5	124,08
1-2	1,5	124	3	248,16
2-3	1,5	124	4,5	372,24
3-4	1,5	124	6	496,32
4-5	2,5	207	8,5	703,12
5-6	3,5	290	12	992,64
6-7	4,5	372	16,5	1364,88
7-8	5,5	455	22	1819,84
8-9	6,25	517	28,25	2336,84
9-10	6,25	517	34,5	2853,84
10-11	6,25	517	40,75	3370,84
11-12	6,25	517	47	3887,84
12-13	5	414	52	4301,44
13-14	5	414	57	4715,04
14-15	5,5	455	62,5	5170
15-16	6	496	68,5	5666,32
16-17	6	496	74,5	6162,64
17-18	5,5	455	80	6617,6
18-19	5	414	85	7031,2
19-20	4,5	372	89,5	7403,44
20-21	4	331	93,5	7734,32
21-22	3	248	96,5	7982,48
22-23	2	165	98,5	8147,92
23-24	1,5	124	100	8272

Le débit de pointe de la commune de Omaria est de $517 \text{ m}^3/\text{h}$.
Ce débit transite entre huit heures et midi.

➤ **Variation du débit horaire pour la commune de Berrouaghia**

La population de Berrouaghia est comprise entre 50000 et 100000 habitants, ce qui correspond à la troisième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau 10 : Variation du débit horaire pour la commune de Berrouaghia

Heures	Consommation totale : $Q_{\max, j} = 18649 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3	559	3	559
1-2	3,2	597	6,2	1156
2-3	2,5	466	8,7	1622
3-4	2,6	485	11,3	2107
4-5	3,5	653	14,8	2760
5-6	4,1	765	18,9	3525
6-7	4,5	839	23,4	4364
7-8	4,9	914	28,3	5278
8-9	4,9	914	33,2	6191
9-10	5,6	1044	38,8	7236
10-11	4,8	895	43,6	8131
11-12	4,7	877	48,3	9007
12-13	4,4	821	52,7	9828
13-14	4,1	765	56,8	10593
14-15	4,2	783	61	11376
15-16	4,4	821	65,4	12196
16-17	4,3	802	69,7	12998
17-18	4,1	765	73,8	13763
18-19	4,5	839	78,3	14602
19-20	4,5	839	82,8	15441
20-21	4,5	839	87,3	16281
21-22	4,8	895	92,1	17176
22-23	4,6	858	96,7	18034
23-24	3,3	615	100	18649

Le débit de pointe de la commune de Berrouaguia est de **1044m³/h**.
Ce débit transite entre 9 heure et 10 heure.

➤ **Variation du débit horaire pour la commune de Beni slimane :**

La population de Beni Slimane est comprise entre 50000 et 100000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau 11 : Variation du débit horaire pour la commune de Beni Slimane

heures	consommation totale : $Q_{\max, j} = 11863 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3	356	3	356
1-2	3,2	380	6,2	736
2-3	2,5	297	8,7	1032
3-4	2,6	308	11,3	1341
4-5	3,5	415	14,8	1756
5-6	4,1	486	18,9	2242
6-7	4,5	534	23,4	2776
7-8	4,9	581	28,3	3357
8-9	4,9	581	33,2	3939
9-10	5,6	664	38,8	4603
10-11	4,8	569	43,6	5172
11-12	4,7	558	48,3	5730
12-13	4,4	522	52,7	6252
13-14	4,1	486	56,8	6738
14-15	4,2	498	61	7236
15-16	4,4	522	65,4	7758
16-17	4,3	510	69,7	8269
17-18	4,1	486	73,8	8755
18-19	4,5	534	78,3	9289
19-20	4,5	534	82,8	9823
20-21	4,5	534	87,3	10356
21-22	4,8	569	92,1	10926
22-23	4,6	546	96,7	11472
23-24	3,3	391	100	11863

Le débit de pointe de la commune de Beni Slimane est de **664 m³/h**.
Ce débit transite entre 9 heures et 10 heures.

➤ **Variation du débit horaire de la commune de Tablat**

La population de Tablat est comprise entre 50000 et 100000 habitants, ce qui correspond à la troisième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau 12 : Variation du débit horaire de la commune de Tablat

heures	consommation totale : $Q_{max,j} = 12956 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3	389	3	389
1-2	3,2	415	6,2	803
2-3	2,5	324	8,7	1127
3-4	2,6	337	11,3	1464
4-5	3,5	453	14,8	1917
5-6	4,1	531	18,9	2449
6-7	4,5	583	23,4	3032
7-8	4,9	635	28,3	3667
8-9	4,9	635	33,2	4301
9-10	5,6	726	38,8	5027
10-11	4,8	622	43,6	5649
11-12	4,7	609	48,3	6258
12-13	4,4	570	52,7	6828
13-14	4,1	531	56,8	7359
14-15	4,2	544	61	7903
15-16	4,4	570	65,4	8473
16-17	4,3	557	69,7	9030
17-18	4,1	531	73,8	9562
18-19	4,5	583	78,3	10145
19-20	4,5	583	82,8	10728
20-21	4,5	583	87,3	11311
21-22	4,8	622	92,1	11932
22-23	4,6	596	96,7	12528
23-24	3,3	428	100	12956

Le débit de pointe de la commune de Tablat est de **726 m³/h**.
Ce débit transite entre 9 heures et 10 heures.

➤ **Variation du débit horaire de la commune de Boughzoul :**

La population de Boughzoul est comprise entre 10000 et 50000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau 13 : Variation du débit horaire de la commune de Boughzoul

heures	consommation totale : $Q_{max, j} = 5353 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	80	1,5	80
1-2	1,5	80	3	161
2-3	1,5	80	4,5	241
3-4	1,5	80	6	321
4-5	2,5	134	8,5	455
5-6	3,5	187	12	642
6-7	4,5	241	16,5	883
7-8	5,5	294	22	1178
8-9	6,25	335	28,25	1512
9-10	6,25	335	34,5	1847
10-11	6,25	335	40,75	2181
11-12	6,25	335	47	2516
12-13	5	268	52	2784
13-14	5	268	57	3051
14-15	5,5	294	62,5	3346
15-16	6	321	68,5	3667
16-17	6	321	74,5	3988
17-18	5,5	294	80	4282
18-19	5	268	85	4550
19-20	4,5	241	89,5	4791
20-21	4	214	93,5	5005
21-22	3	161	96,5	5166
22-23	2	107	98,5	5273
23-24	1,5	80	100	5353

Le débit de pointe de la commune de Boughzoul est de **335 m³/h**.
Ce débit transite entre huit heures et midi.

➤ **Variation du débit horaire de la commune de Ksar El Bokhari**

La population de Ksar El Boukhari est supérieure à 100000 habitants, ce qui correspond à la quatrième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau 14 : Variation du débit horaire de la commune de Ksar El Bokhari

Heures	Consommation totale : $Q_{\max,j} = 23767 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	796	3,35	796
1-2	3,25	772	6,6	1568
2-3	3,3	784	9,9	2353
3-4	3,2	761	13,1	3113
4-5	3,25	772	16,35	3886
5-6	3,4	808	19,75	4694
6-7	3,85	915	23,6	5609
7-8	4,45	1058	28,05	6666
8-9	5,2	1236	33,25	7902
9-10	5,05	1200	38,3	9103
10-11	4,85	1153	43,15	10255
11-12	4,6	1093	47,75	11349
12-13	4,6	1093	52,35	12442
13-14	4,55	1081	56,9	13523
14-15	4,75	1129	61,65	14652
15-16	4,7	1117	66,35	15769
16-17	4,65	1105	71	16874
17-18	4,35	1034	75,35	17908
18-19	4,4	1046	79,75	18954
19-20	4,3	1022	84,05	19976
20-21	4,3	1022	88,35	20998
21-22	4,2	998	92,55	21996
22-23	3,75	891	96,3	22887
23-24	3,7	879	100	23767

Le débit de pointe de la commune de Ksar EL Boukhari est de **1236m³/h**.

Ce débit transite entre 8 heures et 9 heures.

CONCLUSION :

Ce qu'il faut retenir au niveau de ce chapitre, c'est que l'on a réussi à calculer la demande en eau potable de notre aire d'étude en calculant le débit maximal journalier pour chaque commune, la somme de ces débit nous donnera la demande globale.

Ce n'est qu'à partir de là qu'on peut aborder le problème de dimensionnement de l'adduction et des différents réservoirs.

CHAPITR

III

CALCUL DE

L'ADDUCTION

INTRODUCTION :

Les ouvrages d'adduction ont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent. Le rôle d'une adduction est d'acheminer de grand débit d'eau d'une région à une autre, un mauvais dimensionnement d'une conduite sur un long cheminement représente une perte immense; ainsi on accordera une très grande importance à ce chapitre.

I. TYPE D'ADDITION :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

I.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.

I.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 piezometrique de l'ouvrage d'arrivée.

I.3. Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

II. ADDUCTION ET TYPE D'ECOULEMENT :

On distingue deux types d'écoulement :

II.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

II.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

II.3. Proposition de variantes

➤ Variante N°1 :

Dans cette variante, l'eau est acheminée gravitairement du piquage au niveau de AIN BESSEM (NGA : 688,9m) vers les réservoirs de TABLAT (NGA : 563m) et celui de la première station de pompage "SP1" (NGA : 611,7m).

SP1 refoule l'eau vers les réservoirs de BENI SLIMANE (NGA : 646m) et d'EL KERROUCHA (NGA : 748m); ce dernier alimente gravitairement le réservoir de la deuxième station de pompage "SP2" (NGA : 646,5m).

SP2 refoule vers les réservoirs d'EL OMARIA (NGA : 859 m) et celui de la troisième station de pompage "SP3" (NGA : 836m).

SP3 refoule a son tour vers le réservoir de BERROUAGHIA (NGA : 1062m); qui alimente gravitairement les réservoirs de KASAR EL BOUKHARI (NGA : 732m) et de BOUGHZOULE (NGA : 734m).

➤ Variante N°2 :

Dans cette variante, l'eau est acheminée gravitairement du piquage au niveau de AIN BESSEM (NGA : 688,9m) vers les réservoirs de TABLAT (NGA : 563m) et celui de la première station de pompage "SP1" (NGA : 611,7m).

SP1 refoule l'eau vers les réservoirs de BENI SLIMANE (NGA : 646m) et d'EL OMARIA (NGA : 859m); ce dernier alimente gravitairement le réservoir de la deuxième station de pompage "SP2" (NGA : 836m).

SP2 refoule vers le réservoir de BERROUAGHIA (NGA : 1062m); qui alimente gravitairement les réservoirs de KASAR EL BOUKHARI (NGA : 732m) et de BOUGHZOULE (NGA : 734m).

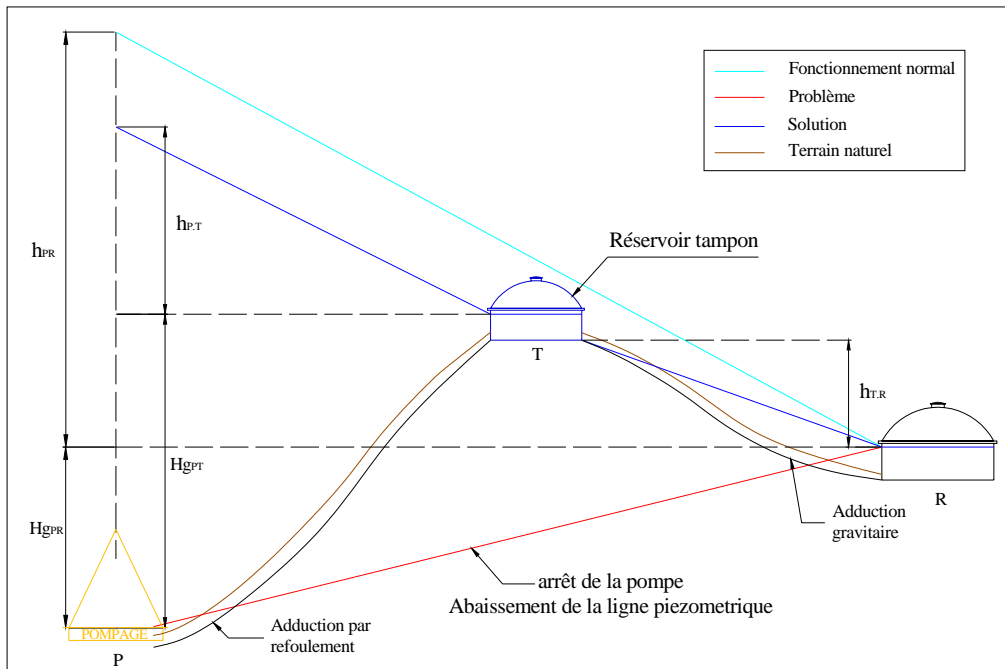


Figure III.1 : illustration du phénomène d'écrêtement.

II.4. Analyse et choix de la variante :

La première variante comporte trois stations de pompage, avec une hauteur maximale (SP3) de 226 m, tant dit que la deuxième comporte deux stations d'une hauteur maximale de 247m.

A priori, la deuxième variante paraît plus intéressante vu qu'elle ne comporte que deux stations, sauf qu'il y a un problème d'écrêtement qui se pose entre la SP2 et le réservoir d'EL OMARIA, à fin de palier à ce problème, un réservoir tampon s'impose au niveau d'EL KERROUCHA, ce qui nous ramène à la première variante ; d'autant plus que cette dernière prévoit des longueurs de conduite moindres.

Conclusion : On optera pour la première variante.

II.5. Choix du tracé :

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible [station de traitement -réservoir d'accumulation] afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal.

II.6. Choix du matériau de la conduite :

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

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

II.7. Comportement d'une adduction :

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

A. Cas de surpression :

A la place du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

B. Cas de dépression

Pour remédier au problème d'écrêtement survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite

II.8. Calcul hydraulique :

A. Cas gravitaire :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (7)$$

$$L_e = L_g + L_{e_e} \dots\dots\dots (8)$$

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

$$\Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 \times L_g \dots\dots\dots (9)$$

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau 15 :

Tableau 15 : Coefficients **K'**, **m**, **β** pour différents types du tuyau

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

On opte pour les conduites en acier.

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (10)$$

Dans notre cas, on prend : **K' = 0,00179** ; **β = 2** ; **m = 5,1**.

B. Cas de refoulement :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné en première approximation par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \dots\dots\dots (11)$$

$$D_{ec} = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \dots\dots\dots (12)$$

Remarque :

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

➤ **Hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad \dots\dots\dots (13)$$

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

$$\Sigma \Delta h = 1,1 \times \Delta h_p^{lin} \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^{5,3}} \quad \text{(Formule de Darcy-Weisbakh)} \quad \dots\dots\dots (15)$$

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de Nikuradzé)} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{R_e \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad \text{(Formule Colebrook)} \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad \dots\dots\dots (18)$$

➤ **Puissance de pompage :**

$$P = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad \dots\dots\dots (19)$$

➤ **Energie consommée par le pompage :**

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P \times t \times 365 \quad \dots\dots\dots (20)$$

➤ **Dépense annuelle de l'énergie :**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta \times E \quad \dots\dots\dots (21)$$

Tableau 16 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure (h)	Prix du KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

Vue la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{1,34 \times 11 + 0,74 \times 9}{20} = 1,07 \quad \Rightarrow \delta = 1,07 \text{ DA}$$

➤ **Amortissement annuel**

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (22)$$

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888 \quad \Rightarrow A = 0,0888$$

○ **Calcul du tronçon B9 - 3 (gravitaire) :**

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

- $L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 36750 = 40425 \quad \Rightarrow L_e = 40425\text{m.}$

- $\Delta H_t = C_{PB9} - C_{P3} = 717,83 - 611,7 = 106,13 \quad \Rightarrow \Delta H_t = 106,13\text{m.}$

- $Q = \Sigma Q_{\max, j} = 80860 \text{ m}^3 / j = 0,9358 \text{ m}^3 / s \quad \Rightarrow Q = 0,9358\text{m}^3 / s$

Donc :

$$D_{av} = \sqrt[5,1]{\frac{0,0017 \times 40425 \times (0,9358)^2}{106,13}} = 1,419\text{m} \quad \Rightarrow D_{av} = 1400\text{mm}$$

❖ **Calcul de la vitesse :**

On a : $Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$

- $\phi \ 1400 : \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,9358}{\pi \times (1,4)^2} = 0,6\text{m/s} \quad \Rightarrow V = 0,6\text{m/s}$

D'où : $D_{av} = 1400\text{mm}$

o Calcul du tronçon 1 – 2 (gravitaire) :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_{t1-3}}}$$

- $L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 33250 = 36575 \Rightarrow L_e = 36575m.$
- $Q = 12956 \text{ m}^3 / j = 0,1499 \text{ m}^3 / s \Rightarrow Q = 0,1499 \text{ m}^3 / s$
- $\Delta H_{t1-2} = C_{P1} - C_{P2}$

Avec :

$$C_{P1} = C_{P3} + \Delta H_{t1-3}$$

$$\text{Et : } \Delta H_{t1-3} = \frac{8 \times \lambda \times L_{1-3} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^{5,3}} \quad \text{Ou : } \lambda = 0,024 \Rightarrow \Delta H_{t1-3} = 10,03m$$

$$\text{Alors : } C_{P1} = 611,7 + 10,03 = 621,73 \Rightarrow C_{P1} = 621,73m$$

$$\text{Ce qui donne : } \Delta H_{t1-2} = 621,73 - 563 = 58,73 \Rightarrow \Delta H_{t1-2} = 58,73m$$

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[5,1]{\frac{0,0017 \times 31900 \times (0,1499)^2}{58,73}} = 0,48m \Rightarrow D_{av} = 480mm$$

❖ Calcul de la vitesse :

$$\text{On a : } Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

$$\text{- } \phi \text{ 500 : } \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,1299}{\pi \times (0,5)^2} = 0,76m/s \Rightarrow V = 0,76m/s$$

D'où : $D_{av} = 500mm$

o Calcul du tronçon 3 – 4 (refoulement) :

Le débit d'exploitation des stations de pompage est donné par :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t \times 3600} \dots\dots\dots (23)$$

On a :

$$\text{- } L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 3250 = 3575 \Rightarrow L_e = 3575m.$$

$$\text{- } \Delta H_t = C_{P4} - C_{P3} = 634 - 611,7 = 22,3 \Rightarrow \Delta H_t = 22,3 m.$$

$$\text{- } Q_{max,j} = 67904 \text{ m}^3 / j \Rightarrow Q_{exp} = \frac{67904}{20 \times 3600} = 0,9431 \Rightarrow Q_{exp} = 0,9431 \text{ m}^3 / s$$

$$\text{- } D_{ec} = \sqrt{Q_{exp}} \Rightarrow D_{ec} = \sqrt{0,9431} = 0,9711 \Rightarrow D_{ec} = 9711mm .$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules précédentes on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau ci dessous ;

Tableau 17 : Variation des HMT en fonction du diamètre

Q (m ³ /s)	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,9711	700	0,385	2,52	1767242,95	0,0198	0,01059302	3575	37,87	22,3	60,2
0,9711	800	0,502	1,93	1546337,58	0,0205	0,00561342	3575	20,07	22,3	42,4
0,9711	800	0,636	1,53	1374522,29	0,0211	0,00320742	3575	11,47	22,3	33,8
0,9711	1000	0,785	1,24	1237070,06	0,0217	0,00194483	3575	6,95	22,3	29,3
0,9711	1100	0,950	1,02	1124609,15	0,0222	0,00123727	3575	4,42	22,3	26,7

Tableau 18 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (kw)	prix unitaire (DA)	Consommations annuelle (kwh)	dépenses annuelle (DA)
700	0,9711	60,2	818,87	1,07	5977755,95	6396198,86
800	0,9711	42,4	576,60	1,07	4209161,33	4503802,63
900	0,9711	33,8	459,54	1,07	3354628,14	3589452,11
1000	0,9711	29,3	398,11	1,07	2906194,14	3109627,73
1100	0,9711	26,7	363,68	1,07	2654892,6	2840735,08

➤ Calcul des frais d'investissement

Tableau 19 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (m)	prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	annuité	investissement
700	12769,28	3575	45650176	0,0888	4053735,63
800	15367,72	3575	54939599	0,0888	4878636,39
900	18078,16	3575	64629422	0,0888	5739092,67
1000	20852,6	3575	74548045	0,0888	6619866,40
1100	23643,04	3575	84523868	0,0888	7505719,48

➤ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Tableau 20 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	700	800	900	1000	1100
Investissement (DA)	4053735,63	4878636,39	5739092,67	6619866,40	7505719,48
Exploitation (DA)	6396198,86	4503802,63	3589452,11	3109627,73	2840735,08
TOTAL (DA)	10449934,49	9382439,02	9328544,79	9729494,13	10346454,6

L'interprétation graphique des résultats obtenus dans le tableau précédent est donnée dans la figure qui suit :

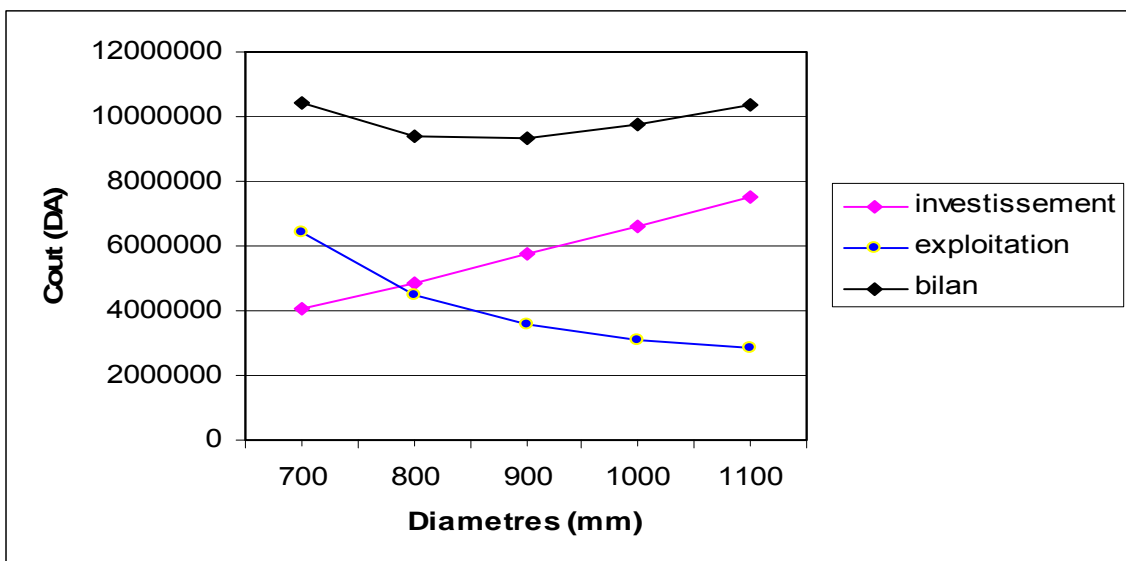


Figure III.2 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

A partir du graphe ci-dessus on opte pour le ϕ 900.

❖ **Calcul de la vitesse :**

$$\text{On a : } Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

$$\text{- } \phi \text{ 900 : } \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,9431}{\pi \times (0,9)^2} = 1,48 \text{ m/s} \quad \Rightarrow V = 1,48 \text{ m/s}$$

$$\text{D'où : } \boxed{D_{av} = 900 \text{ mm}}$$

○ **Calcul du tronçon 4 – 6 (refoulement) :**

Le débit d'exploitation des stations de pompage est donné par :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t \times 3600}$$

On a :

$$\text{- } L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 2875 = 3162,5 \quad \Rightarrow L_e = 3162,5 \text{ m.}$$

$$\text{- } \Delta H_t = C_{P6} - C_{P4} = 748 - 634 = 114 \quad \Rightarrow \Delta H_t = 114 \text{ m.}$$

$$\text{- } Q_{\text{max},j} = 67904 - 11863 = 56041 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$\Rightarrow Q_{\text{exp}} = \frac{56041}{20 \times 3600} = 0,7783 \quad \Rightarrow$$

$$Q_{\text{exp}} = 0,7783 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{- } D_{ec} = \sqrt{Q_{\text{exp}}} \Rightarrow D_{ec} = \sqrt{0,7783} = 0,8822 \quad \Rightarrow D_{ec} = 8822 \text{ mm.}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau ci dessous ;

Tableau 21: Variation des HMT en fonction du diamètre

Q (m ³ /s)	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	L	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,7783	650	0,332	2,35	1525330,72	0,0195	0,0096816	3162,5	30,62	114	144,6
0,7783	700	0,385	2,02	1416378,53	0,0198	0,0068043	3162,5	21,52	114	135,5
0,7783	800	0,502	1,55	1239331,21	0,0205	0,0036057	3162,5	11,40	114	125,4
0,7783	900	0,636	1,22	1101627,74	0,0211	0,0020603	3162,5	6,52	114	120,5
0,7783	1000	0,785	0,99	991464,968	0,0217	0,0012492	3162,5	3,95	114	118,0

Tableau 22 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (kw)	prix unitaire (DA)	Consommations annuelle	dépenses annuelle
0,65	0,7783	144,6	1577,3938	1,07	11514974,7	12321023
0,7	0,7783	135,5	1478,14592	1,07	10790465,2	11545797,8
0,8	0,7783	125,4	1367,81197	1,07	9985027,4	10683979,3
0,9	0,7783	120,5	1314,50184	1,07	9595863,41	10267573,8
1	0,7783	118,0	1286,52624	1,07	9391641,53	10049056,4

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Tableau 23 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	prix ml (DA)	L (m)	prix total (DA)	annuité	Investissement (DA)
650	11527,06	3162,5	36454327,3	0,0888	3237144,26
700	12769,28	3162,5	40382848	0,0888	3585996,9
800	15367,72	3162,5	48600414,5	0,0888	4315716,81
900	18078,16	3162,5	57172181	0,0888	5076889,67
1000	20852,6	3162,5	65946347,5	0,0888	5856035,66

➤ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Tableau 24 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	650	700	800	900	1000
Investissement (DA)	3237144,26	3585996,9	4315716,81	5076889,67	5856035,66
Exploitation (DA)	12321023	11545797,8	10683979,3	10267573,8	10049056,4
TOTAL (DA)	15558167,2	15131794,7	14999696,1	15344463,5	15905092,1

L'interprétation graphique des résultats obtenus dans le tableau précédent est donnée dans la figure qui suit :

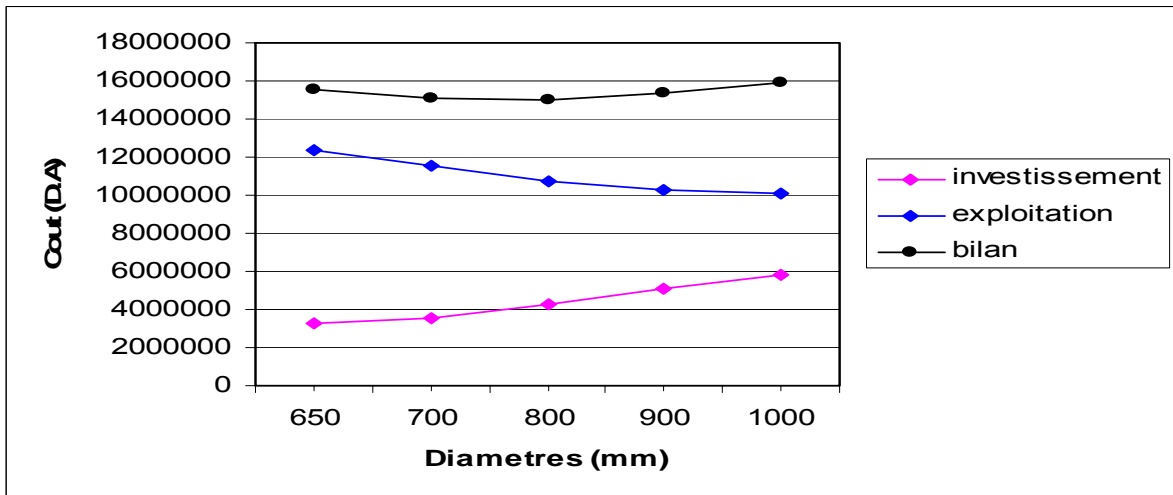


Figure III.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

A partir du graphe ci-dessus on opte pour le ϕ 800.

❖ Calcul de la vitesse :

$$\text{On a : } Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

$$\text{- } \phi \text{ 800 : } \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,7783}{\pi \times (0,8)^2} = 1,55 \text{ m/s} \quad \Rightarrow V = 1,55 \text{ m/s}$$

D'où : $D_{av} = 800 \text{ mm}$

- Calcul du tronçon 6 - 7 (gravitaire) :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

- $L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 12625 = 13887,5m \Rightarrow L_e = 13887,5m.$
- $\Delta H_t = C_{P6} - C_{P7} = 748 - 646,5 = 101,5m \Rightarrow \Delta H_t = 101,5m.$
- $Q = 56041 m^3 / j = 0,6486 m^3 / s \Rightarrow Q = 0,6486m^3 / s$

Donc :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{0,0017 \times 13887,5 \times (0,6486)^2}{101,5}} = 0,640m \Rightarrow D_{av} = 640mm$$

❖ Calcul de la vitesse :

On a: $Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$

- $\phi 650 : \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,6486}{\pi \times (0,650)^2} = 1,95m/s \Rightarrow V = 1,95m/s$

D'où : $D_{av} = 650mm$

- Calcul du tronçon 7 – 8 (refoulement) :

Le débit d'exploitation des stations de pompage est donné par :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t \times 3600}$$

On a :

- $L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 5875 = 6462,5 \Rightarrow L_e = 6562,5m.$
- $\Delta H_t = C_{P8} - C_{P7} = 859 - 646,5 = 212,5 \Rightarrow \Delta H_t = 212,5 m.$
- $Q_{max,j} = 8272 = 47769 m^3 / j$

$$\Rightarrow Q_{exp} = \frac{8272}{20 \times 3600} = 0,11489 \Rightarrow$$

$$Q_{exp} = 0,11489 m^3 / s$$

- $D_{ec} = \sqrt{Q_{exp}} \Rightarrow D_{ec} = \sqrt{0,11489} = 0,339 \Rightarrow D_{ec} = 339mm .$

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres

obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules précédentes on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau ci dessous ;

Tableau 25 : Variation des HMT en fonction du diamètre

Q (m ³ /s)	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,1149	250	0,049	2,34	585477,71	0,0156896	0,0201749	6462,5	130,38	212,5	342,9
0,1149	300	0,071	1,63	487898,09	0,0163245	0,0084359	6462,5	54,52	212,5	267,0
0,1149	350	0,096	1,19	418198,36	0,0168919	0,0040387	6462,5	26,10	212,5	238,6
0,1149	400	0,126	0,91	365923,57	0,0174077	0,0021347	6462,5	13,80	212,5	226,3
0,1149	450	0,159	0,72	325265,39	0,0178824	0,0012169	6462,5	7,86	212,5	220,4

Tableau 26 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (kw)	prix unitaire (DA)	Consommation annuelle	Dépense annuelle
250	0,1149	342,9	552,119898	1,07	4030475,25	4312608,52
300	0,1149	267,0	429,962304	1,07	3138724,82	3358435,56
350	0,1149	238,6	384,203417	1,07	2804684,95	3001012,89
400	0,1149	226,3	364,390543	1,07	2660050,96	2846254,53
450	0,1149	220,4	354,839849	1,07	2590330,9	2771654,06

➤ Calcul des frais d'investissement

Tableau 27 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	prix ml (DA)	L (m)	prix total (DA)	annuité	Investissement (DA)
250	11527,06	6462,5	74493625,3	0,0888	6615033,92
300	12769,28	6462,5	82521472	0,0888	7327906,71
350	15367,72	6462,5	99313890,5	0,0888	8819073,48
400	18078,16	6462,5	116830109	0,0888	10374513,7
450	20852,6	6462,5	134759928	0,0888	11966681,6

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Tableau 28 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	250	300	350	400	450
Investissement (DA)	6615033,92	7327906,71	8819073,48	10374513,7	11966681,6
Exploitation (DA)	4312608,52	3358435,56	3001012,89	2846254,53	2771654,06
TOTAL (DA)	10927642,4	10686342,3	11820086,4	13220768,2	14738335,6

L'interprétation graphique des résultats obtenus dans le tableau précédent est donnée dans la figure qui suit :

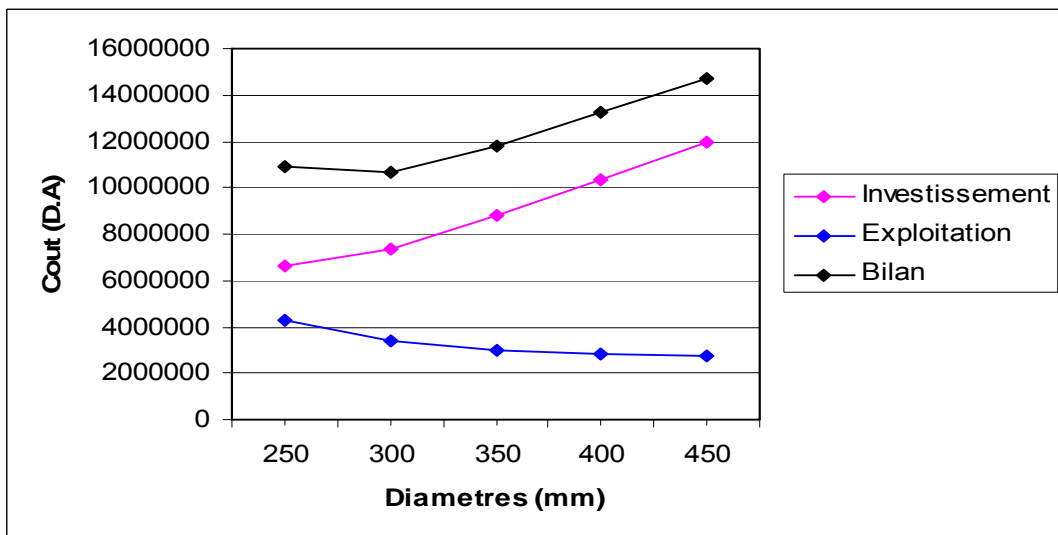


Figure III.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

A partir du graphe ci-dessus on opte pour le ϕ 300.

❖ **Calcul de la vitesse :**

$$\text{On a : } Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

$$- \phi \ 300 : \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,1149}{\pi \times (0,3)^2} = 1,62 \text{ m/s} \quad \Rightarrow V = 1,62 \text{ m/s}$$

$$\text{D'où : } \boxed{D_{av} = 300 \text{ mm}}$$

○ **Calcul du tronçon 7 – 9 (refoulement) :**

Le débit d'exploitation des stations de pompage est donné par :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t \times 3600}$$

On a :

$$- L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 8500 = 9350 \quad \Rightarrow L_e = 9350 \text{ m.}$$

$$- \Delta H_t = C_{p9} - C_{p7} = 836 - 646,5 = 189,5 \quad \Rightarrow \Delta H_t = 189,5 \text{ m.}$$

$$- Q_{\text{max},j} = 56041 - 8272 = 47769 \text{ m}^3 / j$$

$$\Rightarrow Q_{\text{exp}} = \frac{47769}{20 \times 3600} = 0,6635 \quad \Rightarrow$$

$$Q_{\text{exp}} = 0,6635 \text{ m}^3 / s$$

$$- D_{ec} = \sqrt{Q_{\text{exp}}} \Rightarrow D_{ec} = \sqrt{0,6635} = 0,815 \quad \Rightarrow D_{ec} = 815 \text{ mm.}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules précédentes on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau ci dessous ;

Tableau 29 : Variation des HMT en fonction du diamètre

Q (m ³ /s)	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,6635	650	0,332	2,00	1300342,97	0,0194966	0,0070361	9350	65,787692	189,5	255,3
0,6635	700	0,385	1,72	1207461,33	0,0198483	0,0049451	9350	46,236551	189,5	235,7
0,6635	800	0,502	1,32	1056528,66	0,0205064	0,0026205	9350	24,501532	189,5	214,0
0,6635	900	0,636	1,04	939136,589	0,0211145	0,0014973	9350	13,999806	189,5	203,5
0,6635	1000	0,785	0,85	845222,93	0,0216817	0,0009079	9350	8,488808	189,5	198,0

Tableau 30 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (kw)	prix unitaire (DA)	Consommations annuelle (DA)	dépenses annuelle (DA)
650	0,6635	255,3	2373,79	1,07	17328646,1	18541651,3
700	0,6635	235,7	2191,99	1,07	16001536,3	17121643,8
800	0,6635	214,0	1989,89	1,07	14526187,2	15543020,3
900	0,6635	203,5	1892,24	1,07	13813341,7	14780275,6
1000	0,6635	198,0	18401	1,07	13439261,2	14380009,5

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Tableau 31 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	prix ml (DA)	L (m)	prix total (DA)	annuité	investissement
650	11527,06	9350	107778011	0,0888	9570687,38
700	12769,28	9350	119392768	0,0888	10602077,8
800	15367,72	9350	143688182	0,0888	12759510,6
900	18078,16	9350	169030796	0,0888	15009934,7
1000	20852,6	9350	194971810	0,0888	17313496,7

➤ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Tableau 32 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

DN (mm)	650	700	800	900	1000
Investissement (DA)	9570687,38	10602077,8	12759510,6	15009934,7	17313496,7
Exploitation (DA)	18541651,3	17121643,8	15543020,3	14780275,6	14380009,5
TOTAL (DA)	28112338,7	27723721,6	28302530,9	29790210,3	31693506,3

L'interprétation graphique des résultats obtenus dans le tableau précédent est donnée dans la figure qui suit :

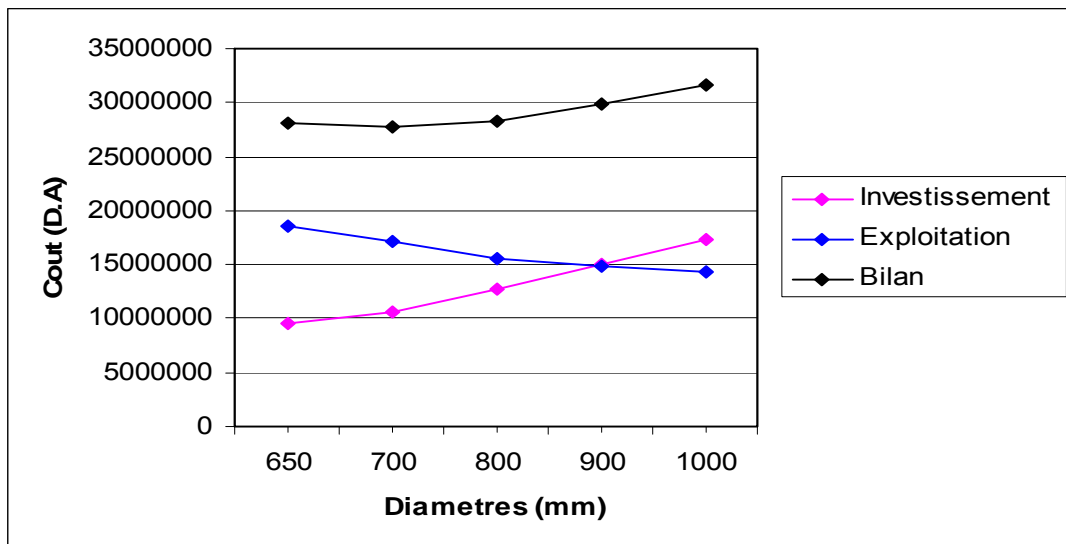


Figure III.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

A partir du graphe ci-dessus on opte pour le ϕ 700.

❖ **Calcul de la vitesse :**

On a : $Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$

- ϕ 700 : $\Rightarrow V = \frac{4 \times 0,6635}{\pi \times (0,7)^2} = 1,72 \text{ m/s} \quad \Rightarrow V = 1,72 \text{ m/s}$

D'où : $D_{av} = 700 \text{ mm}$

○ **Calcul du tronçon 9 – 10 (refoulement) :**

Le débit d'exploitation des stations de pompage est donné par :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t \times 3600}$$

On a :

$$- L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 5875 = 6462,5 \quad \Rightarrow L_e = 6462,5\text{m.}$$

$$- \Delta H_t = C_{P10} - C_{P9} = 1062 - 859 = 226 \quad \Rightarrow \Delta H_t = 226 \text{ m.}$$

$$- Q_{\text{max},j} = 47769 \text{ m}^3 / j$$

$$\Rightarrow Q_{\text{exp}} = \frac{47769}{20 \times 3600} = 0,6635 \quad \Rightarrow$$

$$Q_{\text{exp}} = 0,6635 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$- D_{ec} = \sqrt{Q_{\text{exp}}} \Rightarrow D_{ec} = \sqrt{0,6635} = 0,815 \quad \Rightarrow D_{ec} = 815 \text{ mm.}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau ci dessous ;

Tableau 33 : Variation des HMT en fonction du diamètre

Q (m)	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,6635	650	0,332	2,00	1300342,97	0,0194966	0,0070361	6462,5	45,470905	226	271,5
0,6635	700	0,385	1,72	1207461,33	0,0198483	0,0049451	6462,5	31,957616	226	258,0
0,6635	800	0,502	1,32	1056528,66	0,0205064	0,0026205	6462,5	16,934882	226	242,9
0,6635	900	0,636	1,04	939136,589	0,0211145	0,0014973	6462,5	9,676337	226	235,7
0,6635	1000	0,785	0,85	845222,93	0,02168172	0,0009079	6462,5	5,867264	226	231,9

Tableau 34 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (kw)	prix unitaire (DA)	Consommations annuelles (DA)	dépenses annuelles (DA)
650	0,6635	271,5	2524,27	1,07	18427144,7	19717044,8
700	0,6635	258,0	2398,61	1,07	17509877,6	18735569
800	0,6635	242,9	2258,92	1,07	16490151	17644461,6
900	0,6635	235,7	2191,43	1,07	15997449	17117270,4
1000	0,6635	231,9	2156,01	1,07	15738893,4	16840615,9

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Tableau 35 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	prix ml (m)	L (m)	prix total (DA)	Annuité	Investissement (m)
650	11527,06	6462,5	74493625,3	0,0888	6615033,92
700	12769,28	6462,5	82521472	0,0888	7327906,71
800	15367,72	6462,5	99313890,5	0,0888	8819073,48
900	18078,16	6462,5	116830109	0,0888	10374513,7
1000	20852,6	6462,5	134759928	0,0888	11966681,6

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Tableau 36 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	650	700	800	900	1000
Investissement (DA)	6615033,92	7327906,71	8819073,48	10374513,7	11966681,6
Exploitation (DA)	19717044,8	18735569	17644461,6	17117270,4	16840615,9
TOTAL (DA)	26332078,7	26063475,7	26463535,1	27491784,1	28807297,5

L'interprétation graphique des résultats obtenus dans le tableau précédent est donnée dans la figure qui suit :

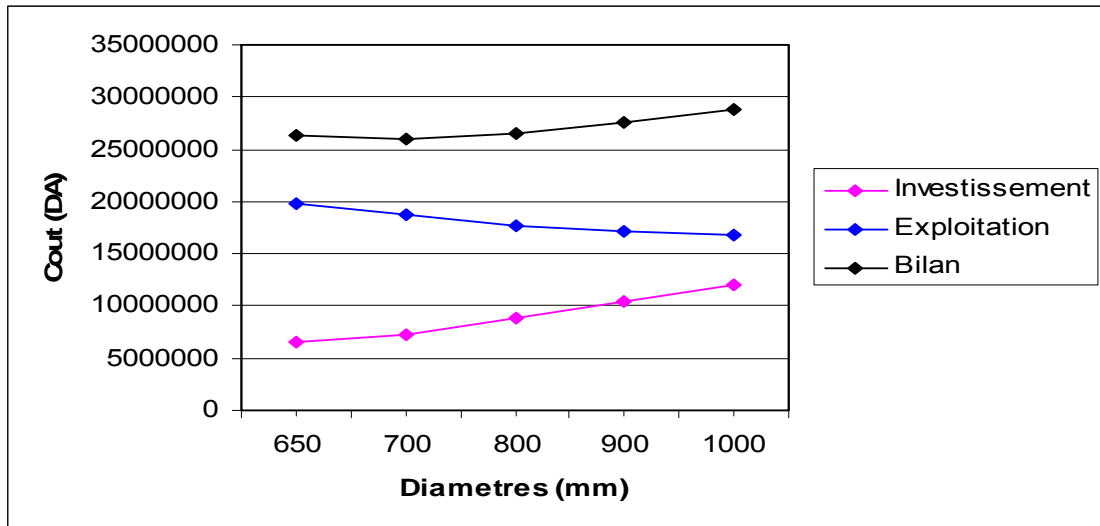


Figure III.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

A partir du graphe ci-dessus on opte pour le ϕ 700.

❖ **Vérification :**

On a : $Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$

- ϕ 700 : $\Rightarrow V = \frac{4 \times 0,6635}{\pi \times (0,7)^2} = 1,72 \text{ m/s} \Rightarrow V = 1,72 \text{ m/s}$

\Rightarrow le diamètre vérifie la

condition.

D'où : $D_{av} = 700 \text{ mm}$

○ **Calcul du tronçon 11 – 12 (gravitaire) :**

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

- $L_e = 1,1 \times L_e = 1,1 \times 1875 = 2062,5 \Rightarrow L_e = 2062,5 \text{ m.}$

- $Q = 23767 \text{ m}^3 / \text{j} \Rightarrow Q = 0,2751 \text{ m}^3 / \text{s}$

D'après le tableau des débits en fonction des diamètres (extrait de l'ouvrage d'AEP : ABRAMOV ED.1982) on a :

$Q = 2275,1 \text{ l} / \text{j} \Rightarrow D = 500 \text{ mm.}$

❖ **Calcul de la vitesse :**

On a : $Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$

$$- \phi \ 500 : \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,2751}{\pi \times (0,5)^2} = 1,4 \text{ m/s} \quad \Rightarrow V = 1,4 \text{ m/s}$$

D'où : $D_{av} = 500 \text{ mm}$

o **Calcul du tronçon 10 – 11 (gravitaire) :**

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_{e10-11} \times Q^\beta}{\Delta H_{t10-11}}}$$

$$- L_{e10-11} = 1,1 \times L_{g10-11} = 1,1 \times 34625 = 38087,5 \quad \Rightarrow L_{e10-11} = 38087,5 \text{ m.}$$

$$- Q = 47769 - 18649 = 29120 \text{ m}^3 / \text{j} \quad \Rightarrow$$

$$= 0,337 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q = 0,337 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\Delta H_{t10-11} = C_{P10} - C_{P11}$$

On a : $C_{P11} = C_{P12} + \Delta H_{t11-12}$

$$\text{Et : } \Delta H_{t11-12} = \frac{8 \times \lambda \times L_{1-3} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^{5,3}} \quad \text{Ou : } \lambda = 0,0183 \quad \Rightarrow \Delta H_{t11-12} = 7,54 \text{ m}$$

Alors : $C_{P11} = 732 + 7,54 = 739,54 \quad \Rightarrow$

$$C_{P1} = 739,54 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\Delta H_{t10-11} = 1062 - 739,54 = 322,46 \quad \Rightarrow$

$$\Delta H_{t10-11} = 322,46 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[5,1]{\frac{0,0017 \times 38087,5 \times (0,337)^2}{322,46}} = 0,48 \text{ m} \quad \Rightarrow D_{av} = 480 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de la vitesse :**

On a : $Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$

$$- \phi \ 500 : \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,337}{\pi \times (0,5)^2} = 1,72 \text{ m/s} \quad \Rightarrow V = 1,72 \text{ m/s}$$

D'où : $D_{av} = 500 \text{ mm}$

- Calcul du tronçon 11 – 13 (gravitaire) :

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

$$- L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 23875 = 26262,5$$

$$\Rightarrow L_e = 26262,5m.$$

$$- \Delta H_t = C_{P11} - C_{P13} = 739,54 - 732 = 7,54$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 7,54 m.$$

$$- Q = 5353 m^3 / j$$

$$\Rightarrow Q = 0,062 m^3 / s$$

Donc :

$$D_{av} = \sqrt[5,1]{\frac{0,0017 \times 26262,5 \times (0,062)^2}{7,54}} = 0,48m$$

$$\Rightarrow D_{av} = 480mm$$

Verification:

$$\text{On a : } Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

$$- \phi 500 : \Rightarrow V = \frac{4 \times 0,062}{\pi \times (0,25)^2} = 1,26m/s$$

$$\Rightarrow V = 1,26m/s$$

D'où :

$$D_{av} = 500mm$$

I. FONCTION DES RESERVOIRS :

✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

II. PRESCRIPTION SANITAIRE :

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

III. CLASSIFICATION DES RESERVOIR :

✓ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés;
- Semi-enterrés;
- Sur sol;
- Sur tour (château d'eau).

✓ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

➤ Rectangulaire ou carrée:

Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

➤ Circulaire:

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompage, ce type de cuve prend généralement, la forme circulaire. Comme nous avons à dimensionner un réservoir de tête.

IV. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIR :

IV .1. Réservoir de stockage :

A. Réservoir de TABLAT

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

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (24)$$

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots (25)$$

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

Tableau 37 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de TABLAT.

heurs	Arrivée (%)	départ (%)	surplus	déficit	cumul
0 - 1	4,17	3	1,17		-0,30
1 - 2	4,17	3,2	0,97		0,67
2 - 3	4,17	2,5	1,67		2,33
3 - 4	4,17	2,6	1,57		3,90
4 - 5	4,17	3,5	0,67		4,57
5 - 6	4,17	4,1	0,07		4,63
6 - 7	4,17	4,5		-0,33	4,30
7 - 8	4,17	4,9		-0,73	3,57
8 - 9	4,17	4,9		-0,73	2,83
9-10	4,17	5,6		-1,43	1,40
10 - 11	4,17	4,8		-0,63	0,77
11 - 12	4,17	4,7		-0,53	0,23
12 - 13	4,17	4,4		-0,23	0,00
13 - 14	4,17	4,1	0,07		0,07
14 - 15	4,17	4,2		-0,03	0,03
15 - 16	4,17	4,4		-0,23	-0,20
16 - 17	4,17	4,3		-0,13	-0,33
17 - 18	4,17	4,1	0,07		-0,27
18 - 19	4,17	4,5		-0,33	-0,60
19 - 20	4,17	4,5		-0,33	-0,93
20 - 21	4,17	4,5		-0,33	-1,27
21 - 22	4,17	4,8		-0,63	-1,90
22 - 23	4,17	4,6		-0,43	-2,33
23 - 24	4,17	3,3	0,87		-1,47

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{4,63 \times 12956}{100} = 599,86 \Rightarrow V_r = 599,86 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 599,86 + 120 = 719,86 \Rightarrow V_t = 719,86 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

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

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \dots\dots\dots (26)$$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3,14 \times 6}} = 14,56 \quad \Rightarrow D = 14,56\text{m}, \quad \text{on prend : } \mathbf{D = 14,5 m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots (27)$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 1000}{3,14 \times (14,5)^2} = 6,06 \quad \Rightarrow h = 6,06\text{m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots$$

$$(28) \Rightarrow S = \frac{1000}{6,06} = 165,02 \quad \Rightarrow S = 165,02 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R \dots\dots\dots (29)$$

$$\Rightarrow H = 6,06 + 0,5 = 6,56 \quad \Rightarrow H = 6,56 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$\text{On a : } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots$$

(30)

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{165,02} = 0,77 \quad \Rightarrow h_{inc} = 0,77 \text{ m}$$

B. Réservoir de BENI SLIMANE :

- Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max,j}}{100}$$

Tableau 38 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de BENI SLIMANE

heurs	Arrivée (%)	départ (%)	surplus	déficit	cumul
0 - 1	0	3		-3,0	5,80
1 - 2	0	3,2		3,2	2,60
2 - 3	0	2,5		2,5	0,10
3 - 4	0	2,6		2,6	2,50
4 - 5	5	3,5	1,5		1,00
5 - 6	5	4,1	0,9		0,10
6 - 7	5	4,5	0,5		0,40
7 - 8	5	4,9	0,1		0,50
8 - 9	5	4,9	0,1		0,60
9-10	5	5,6		0,6	0,00
10 - 11	5	4,8	0,2		0,20
11 - 12	5	4,7	0,3		0,50
12 - 13	5	4,4	0,6		1,10
13 - 14	5	4,1	0,9		2,00
14 - 15	5	4,2	0,8		2,80
15 - 16	5	4,4	0,6		3,40
16 - 17	5	4,3	0,7		4,10
17 - 18	5	4,1	0,9		5,00
18 - 19	5	4,5	0,5		5,50
19 - 20	5	4,5	0,5		6,00
20 - 21	5	4,5	0,5		6,50
21 - 22	5	4,8	0,2		6,70
22 - 23	5	4,6	0,4		7,10
23 - 24	5	3,3	1,7		8,80

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{8,8 \times 11863}{100} = 1043,94 \Rightarrow V_r = 1043,94 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1043,94 + 120 = 1163,94 \Rightarrow V_t = 1163,94 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

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

- *Le diamètre D de la cuve :*

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 1500}{3,14 \times 6}} = 17,84$$

$$\Rightarrow D = 17,8\text{m}$$

- *Réévaluation de la hauteur d'eau h :*

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 1500}{3,14 \times (17,8)^2} = 6,03$$

$$\Rightarrow h = 6,03\text{m}$$

- *La section de la cuve :*

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{1500}{6,03} = 248,75$$

$$\Rightarrow S = 248,75 \text{ m}^2$$

- *La hauteur totale du réservoir :*

$$\text{On a : } H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: $R = 0,5$ m

$$\Rightarrow H = 6,03 + 0,5 = 6,53$$

$$\Rightarrow H = 6,53 \text{ m}$$

- *La hauteur de la réserve d'incendie :*

$$\text{On a : } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{248,75} = 0,48$$

$$\Rightarrow h_{inc} = 0,48 \text{ m}$$

C. Réservoir d'EL OMARIA:

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

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max,j}}{100}$$

Tableau 39 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'EL
OMARIA

heurs	Arrivée (%)	départ (%)	surplus	déficit	cumul
0 - 1	0	1,5		1,50	4,50
1 - 2	0	1,5		1,50	3,00
2 - 3	0	1,5		1,50	1,50
3 - 4	0	1,5		1,50	0,00
4 - 5	5	2,5	2,50		2,50
5 - 6	5	3,5	1,50		4,00
6 - 7	5	4,5	0,50		4,50
7 - 8	5	5,5		0,50	4,00
8 - 9	5	6,25		1,25	2,75
9-10	5	6,25		1,25	1,50
10 - 11	5	6,25		1,25	0,25
11 - 12	5	6,25		1,25	1,00
12 - 13	5	5	0,00	0,00	1,00
13 - 14	5	5	0,00	0,00	1,00
14 - 15	5	5,5		0,50	1,50
15 - 16	5	6		1,00	2,50
16 - 17	5	6		1,00	3,50
17 - 18	5	5,5		0,50	4,00
18 - 19	5	5	0,00	0,00	4,00
19 - 20	5	4,5	0,50		3,50
20 - 21	5	4	1,00		2,50
21 - 22	5	3	2,00		0,50
22 - 23	5	2	3,00		2,50
23 - 24	5	1,5	3,50		6,00

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6 \times 8272}{100} = 496,32 \quad \Rightarrow V_r = 496,32 \text{m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 496,32 + 120 = 2616,32 \quad \Rightarrow V_t = 616,32 \text{m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 800 \text{m}^3$.

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

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 800}{3,14 \times 6}} = 13,03$$

$$\Rightarrow D = 13 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 800}{3,14 \times (13)^2} = 6,03$$

$$\Rightarrow h = 6,03 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{800}{6,03} = 132,67$$

$$\Rightarrow S = 132,67 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: $R = 0,5$ m

$$\Rightarrow H = 6,03 + 0,5 = 6,53$$

$$\Rightarrow H = 6,53 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$\text{On a : } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{132,67} = 0,9$$

$$\Rightarrow h_{inc} = 0,9 \text{ m}$$

D. Réservoir de BERROUGHIA:

- Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max, j}}{100}$$

Tableau40 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de BERROUGHIA

heurs	Arrivée (%)	départ (%)	surplus	déficit	cumul
0 - 1	0	3		3,00	5,80
1 - 2	0	3,2		3,20	2,60
2 - 3	0	2,5		2,50	0,10
3 - 4	0	2,6		2,60	2,50
4 - 5	5	3,5	1,50		1,00
5 - 6	5	4,1	0,90		0,10
6 - 7	5	4,5	0,50		0,40
7 - 8	5	4,9	0,10		0,50
8 - 9	5	4,9	0,10		0,60
9-10	5	5,6		0,60	0,00
10 - 11	5	4,8	0,20		0,20
11 - 12	5	4,7	0,30		0,50
12 - 13	5	4,4	0,60		1,10
13 - 14	5	4,1	0,90		2,00
14 - 15	5	4,2	0,80		2,80
15 - 16	5	4,4	0,60		3,40
16 - 17	5	4,3	0,70		4,10
17 - 18	5	4,1	0,90		5,00
18 - 19	5	4,5	0,50		5,50
19 - 20	5	4,5	0,50		6,00
20 - 21	5	4,5	0,50		6,50
21 - 22	5	4,8	0,20		6,70
22 - 23	5	4,6	0,40		7,10
23 - 24	5	3,3	1,70		8,80

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{8,8 \times 18649}{100} = 1641,11 \Rightarrow V_r = 1641,11 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1641,11 + 120 = 1761,11 \Rightarrow V_t = 1761,11 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$.

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

- *Le diamètre D de la cuve :*

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 2000}{3,14 \times 6}} = 20,6$$

$$\Rightarrow D = 20,6 \text{ m}$$

- *Réévaluation de la hauteur d'eau h :*

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 2000}{3,14 \times (20,6)^2} = 6$$

$$\Rightarrow h = 6 \text{ m}$$

- *La section de la cuve :*

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{2000}{6} = 333,33$$

$$\Rightarrow S = 333,33 \text{ m}^2$$

- *La hauteur totale du réservoir :*

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: $R = 0,5$ m

$$\Rightarrow H = 6 + 0,5 = 6,5$$

$$\Rightarrow H = 6,5 \text{ m}$$

- *La hauteur de la réserve d'incendie :*

$$\text{On a : } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{333,33} = 0,36$$

$$\Rightarrow h_{inc} = 0,36 \text{ m}$$

E. Réservoir de KSAR EL BOUKHARI:

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

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max,j}}{100}$$

Tableau41 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de KSAR ELBOUKHARI

heurs	Arrivée (%)	départ (%)	surplus	déficit	cumul
0 - 1	4,17	3,35	0,82		1,70
1 - 2	4,17	3,25	0,92		2,62
2 - 3	4,17	3,3	0,87		3,48
3 - 4	4,17	3,2	0,97		4,45
4 - 5	4,17	3,25	0,92		5,37
5 - 6	4,17	3,4	0,77		6,13
6 - 7	4,17	3,85	0,32		6,45
7 - 8	4,17	4,45		0,28	6,17
8 - 9	4,17	5,2		1,03	5,13
9-10	4,17	5,05		0,88	4,25
10 - 11	4,17	4,85		0,68	3,57
11 - 12	4,17	4,6		0,43	3,13
12 - 13	4,17	4,6		0,43	2,70
13 - 14	4,17	4,55		0,38	2,32
14 - 15	4,17	4,75		0,58	1,73
15 - 16	4,17	4,7		0,53	1,20
16 - 17	4,17	4,65		0,48	0,72
17 - 18	4,17	4,35		0,18	0,53
18 - 19	4,17	4,4		0,23	0,30
19 - 20	4,17	4,3		0,13	0,17
20 - 21	4,17	4,3		0,13	0,03
21 - 22	4,17	4,2		0,03	0,00
22 - 23	4,17	3,75	0,42		0,42
23 - 24	4,17	3,7	0,47		0,88

- o Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,45 \times 23767}{100} = 1532,97 \Rightarrow V_r = 1532,97\text{m}^3$
- o La capacité totale sera : $V_t = 1532,97 + 120 = 1652,97 \Rightarrow V_t = 1652,97\text{m}^3$
- o La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$.

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

- *Le diamètre D de la cuve :*

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 2000}{3,14 \times 6}} = 20,6 \quad \Rightarrow D = 20,6\text{m}; \text{ on prend } \mathbf{D = 20 m}$$

- *Réévaluation de la hauteur d'eau h :*

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 2000}{3,14 \times (20)^2} = 6,06 \quad \Rightarrow h = 6,06\text{m}$$

- *La section de la cuve :*

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{2000}{6,06} = 330,03 \quad \Rightarrow S = 330,03\text{m}^2$$

- *La hauteur totale du réservoir :*

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: $R = 0,5$ m

$$\Rightarrow H = 6,06 + 0,5 = 6,56 \quad \Rightarrow H = 6,56 \text{ m}$$

- *La hauteur de la réserve d'incendie :*

$$\text{On a : } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{330,03} = 0,36 \quad \Rightarrow h_{inc} = 0,36\text{m}$$

F. Réservoir de BOUGHZOUL:

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

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max,j}}{100}$$

Tableau42 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de BOUGHZOUL

heurs	Arrivée (%)	départ (%)	surplus	déficit	cumul
0 - 1	4,17	1,5	2,67		8,83
1 - 2	4,17	1,5	2,67		11,50
2 - 3	4,17	1,5	2,67		14,17
3 - 4	4,17	1,5	2,67		16,83
4 - 5	4,17	2,5	1,67		18,50
5 - 6	4,17	3,5	0,67		19,17
6 - 7	4,17	4,5		0,33	18,83
7 - 8	4,17	5,5		1,33	17,50
8 - 9	4,17	6,25		2,08	15,42
9-10	4,17	6,25		2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25		2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25		2,08	9,17
12 - 13	4,17	5		0,83	8,33
13 - 14	4,17	5		0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5		1,33	6,17
15 - 16	4,17	6		1,83	4,33
16 - 17	4,17	6		1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5		1,33	1,17
18 - 19	4,17	5		0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5		0,33	0,00
20 - 21	4,17	4	0,17		0,17
21 - 22	4,17	3	1,17		1,33
22 - 23	4,17	2	2,17		3,50
23 - 24	4,17	1,5	2,67		6,17

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,7 \times 5353}{100} = 1026,17 \Rightarrow V_r = 1026,17\text{m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1026,17 + 120 = 1146,17 \Rightarrow V_t = 1146,17\text{m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

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

- *Le diamètre D de la cuve :*

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 1500}{3,14 \times 6}} = 17,84 \quad \Rightarrow D = 17,84 \text{ m; on prend } \mathbf{D = 17,8 \text{ m}}$$

- *Réévaluation de la hauteur d'eau h :*

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 1500}{3,14 \times (17,8)^2} = 6,03 \quad \Rightarrow h = 6,03 \text{ m}$$

- *La section de la cuve :*

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{1500}{6,03} = 248,76 \quad \Rightarrow S = 248,76 \text{ m}^2$$

- *La hauteur totale du réservoir :*

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: $R = 0,5$ m

$$\Rightarrow H = 6,03 + 0,5 = 6,53 \quad \Rightarrow H = 6,53 \text{ m}$$

- *La hauteur de la réserve d'incendie :*

$$\text{On a : } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{248,76} = 0,48 \quad \Rightarrow h_{inc} = 0,48 \text{ m}$$

V.2. Réservoir de transit :

A. Réservoir SP1 :

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

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r$$

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max,j}}{100}$$

Tableau43 : Evaluation du volume résiduel du réservoir SP1

heurs	Arrivée (%)	départ (%)	surplus	déficit	cumul
0 - 1	4,17	0	4,17		4,17
1 - 2	4,17	0	4,17		8,33
2 - 3	4,17	0	4,17		12,50
3 - 4	4,17	0	4,17		16,67
4 - 5	4,17	5		0,83	15,83
5 - 6	4,17	5		0,83	15,00
6 - 7	4,17	5		0,83	14,17
7 - 8	4,17	5		0,83	13,33
8 - 9	4,17	5		0,83	12,50
9-10	4,17	5		0,83	11,67
10 - 11	4,17	5		0,83	10,83
11 - 12	4,17	5		0,83	10,00
12 - 13	4,17	5		0,83	9,17
13 - 14	4,17	5		0,83	8,33
14 - 15	4,17	5		0,83	7,50
15 - 16	4,17	5		0,83	6,67
16 - 17	4,17	5		0,83	5,83
17 - 18	4,17	5		0,83	5,00
18 - 19	4,17	5		0,83	4,17
19 - 20	4,17	5		0,83	3,33
20 - 21	4,17	5		0,83	2,50
21 - 22	4,17	5		0,83	1,67
22 - 23	4,17	5		0,83	0,83
23 - 24	4,17	5		0,83	0,00

○ Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16,67 \times 67904}{100} = 11319,6$

$$\Rightarrow V_t = V_r = 11319,6 \text{ m}^3$$

○ On optera pour deux réservoirs de $V_n = 6000 \text{ m}^3$ chacun.

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

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 6000}{3,14 \times 6}} = 35,68$$

$$\Rightarrow D = 35,68 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 6000}{3,14 \times (35,7)^2} = 6$$

$$\Rightarrow h = 6 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{6000}{6} = 1000$$

$$\Rightarrow S = 1000 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: $R = 0,5$ m

$$\Rightarrow H = 6 + 0,5 = 6,5$$

$$\Rightarrow H = 6,5 \text{ m}$$

B. Réservoir SP2 :

- Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r$$

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max,j}}{100}$$

Tableau44 : Evaluation du volume résiduel du réservoir SP2

heurs	Arrivée (%)	départ (%)	surplus	déficit	cumul
0 - 1	4,17	0	4,17		4,17
1 - 2	4,17	0	4,17		8,33
2 - 3	4,17	0	4,17		12,50
3 - 4	4,17	0	4,17		16,67
4 - 5	4,17	5		0,83	15,83
5 - 6	4,17	5		0,83	15,00
6 - 7	4,17	5		0,83	14,17
7 - 8	4,17	5		0,83	13,33
8 - 9	4,17	5		0,83	12,50
9-10	4,17	5		0,83	11,67
10 - 11	4,17	5		0,83	10,83
11 - 12	4,17	5		0,83	10,00
12 - 13	4,17	5		0,83	9,17
13 - 14	4,17	5		0,83	8,33
14 - 15	4,17	5		0,83	7,50
15 - 16	4,17	5		0,83	6,67
16 - 17	4,17	5		0,83	5,83
17 - 18	4,17	5		0,83	5,00
18 - 19	4,17	5		0,83	4,17
19 - 20	4,17	5		0,83	3,33
20 - 21	4,17	5		0,83	2,50
21 - 22	4,17	5		0,83	1,67
22 - 23	4,17	5		0,83	0,83
23 - 24	4,17	5		0,83	0,00

o Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16,67 \times 56041}{100} = 934202,43$

$$\Rightarrow V_t = V_r =$$

934202,43m³

o On optera pour deux réservoirs de $V_n = 5000 \text{ m}^3$ chacun.

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

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 5000}{3,14 \times 6}} = 32,57$$

$$\Rightarrow D = 32,5 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 5000}{3,14 \times (32,5)^2} = 6,03$$

$$\Rightarrow h = 6,03 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{5000}{6,03} = 819,19$$

$$\Rightarrow S = 819,19 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: $R = 0,5$ m

$$\Rightarrow H = 6,03 + 0,5 = 6,53$$

$$\Rightarrow H = 6,53 \text{ m}$$

C. Réservoir SP3 :

Le réservoir doit être dimensionné de telle sorte qu'il puisse assumer les quatre heures d'arrêt de la SP2.

Donc :

$$V_r = Q \times t \dots\dots\dots (31)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3) ;

t : temps d'arrêt de fonctionnement de SP2 ; **$t = 4\text{h}$** .

$$\Rightarrow V_r = 0,553 \times 86400 = 7963,2$$

$$\Rightarrow V_r = 7963,3 \text{ m}^3$$

On optera pr deux réservoirs de **4000m^3**

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

- Le diamètre D de la cuve : $D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$

On pose: $h = 6$ m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 4000}{3,14 \times 6}} = 29,13$$

$$\Rightarrow D = 29,13\text{m}; \text{ on prend } \mathbf{D = 29m.}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 4000}{3,14 \times (29)^2} = 6,06$$

$$\Rightarrow h = 6,06 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{4000}{6,06} = 660,07$$

$$\Rightarrow S = 660,07 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: $R = 0,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow H = 6,06 + 0,5 = 6,56$$

$$\Rightarrow H = 6,56 \text{ m}$$

D. Réservoir tampon (KERROUCHA) :

La capacité du réservoir est donnée par :

$$V_r = Q \times \frac{t}{2} \dots\dots\dots (32)$$

$$\Rightarrow V_r = 0,649 \times \frac{1800}{2} = 548,1$$

$$\Rightarrow V_r = 548,1 \text{ m}^3$$

On optera pr deux réservoirs de **600m³**

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

- Le diamètre D de la cuve : $D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$

On pose: $h = 6 \text{ m}$.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 600}{3,14 \times 6}} = 11,28$$

$$\Rightarrow D = 11,28 \text{ m}; \text{ on prend } \mathbf{D = 11,3 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 600}{3,14 \times (11,3)^2} = 5,98$$

$$\Rightarrow h = 6 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{600}{6} = 100$$

$$\Rightarrow S = 100 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

On a : $H = h + R$ On prend: $R = 0,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow H = 6 + 0,5 = 6,5$$

$$\Rightarrow H = 6,56 \text{ m}$$

INTRODUCTION :

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe. Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

I. CHOIX DU TYPE DE POMPE :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

On opte pour les pompes Italiennes de marque CAPRARI qui sont fabriquées en série.

II. COUPLAGE DE POMPE :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

III. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES :

- Les critères de choix du nombre de pompes sont :
- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.
- Vu que les débits véhiculés sont très importants, on divise chaque station de pompage en deux sous stations identiques ; ainsi on dimensionne une seule sous station pour chaque station de pompage.

1. Refoulement à partir de la SP 1 :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 45

Tableau 45 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	3395,16	159,17	-	-	-	-	-	-	-
2	1697,58	159,17	-	-	-	-	-	-	-
3	1131,72	159,17	-	-	-	-	-	-	-
4	848,79	159,17	-	-	-	-	-	-	-
5	679,03	159,17	150	76,4	171	1450	7	1060	6,82
6	565,86	159,17	150	79,7	171	1450	6	1010	7,94

A partir du tableau 45, on déduit que la variante de six (06) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de six (06) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type MP 150/6A.

2. Refoulement à partir de la SR 2:

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 46 ;

Tableau 46 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1401,12	313,26	-	-	-	-	-	-	-
2	700,56	313,26	-	-	-	-	-	-	-
3	467,04	313,26	-	-	-	-	-	-	-
4	350,28	313,26	125	72,4	333	2900	4	1860	15,9
5	280,22	313,26	125	76,1	332	2900	4	1760	8,25
6	233,52	313,26	125	76	324	2900	4	1710	7,94

A partir du tableau 46, on déduit que la variante de six (06) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion :

On opte pour un nombre de pompe de six (06) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type PMS 125/4C.

3. Refoulement à partir de la SR 3:

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 47 ;

Tableau 47 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1200	257,96	-	-	-	-	-	-	-
2	600	257,96	-	-	-	-	-	-	-
3	400	257,96	125	67,5	258	2900	3	1200	17,5
4	300	257,96	125	76,5	256	2900	3	1030	7,45
5	240	257,96	125	76,5	265	2900	3	1240	9,17
6	200	257,96	125	75	268	2900	5	1320	9,82

A partir du tableau V.1.b, on déduit que la variante de cinq (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de cinq (05) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type PM 125 /3B.

IV. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES :

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

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

Les courbes caractéristiques des SP1, SP2, et SP3 obtenues à partir du logiciel CAPRARI sont représentées respectivement sur les figures: V.1, V.2 et V.3.

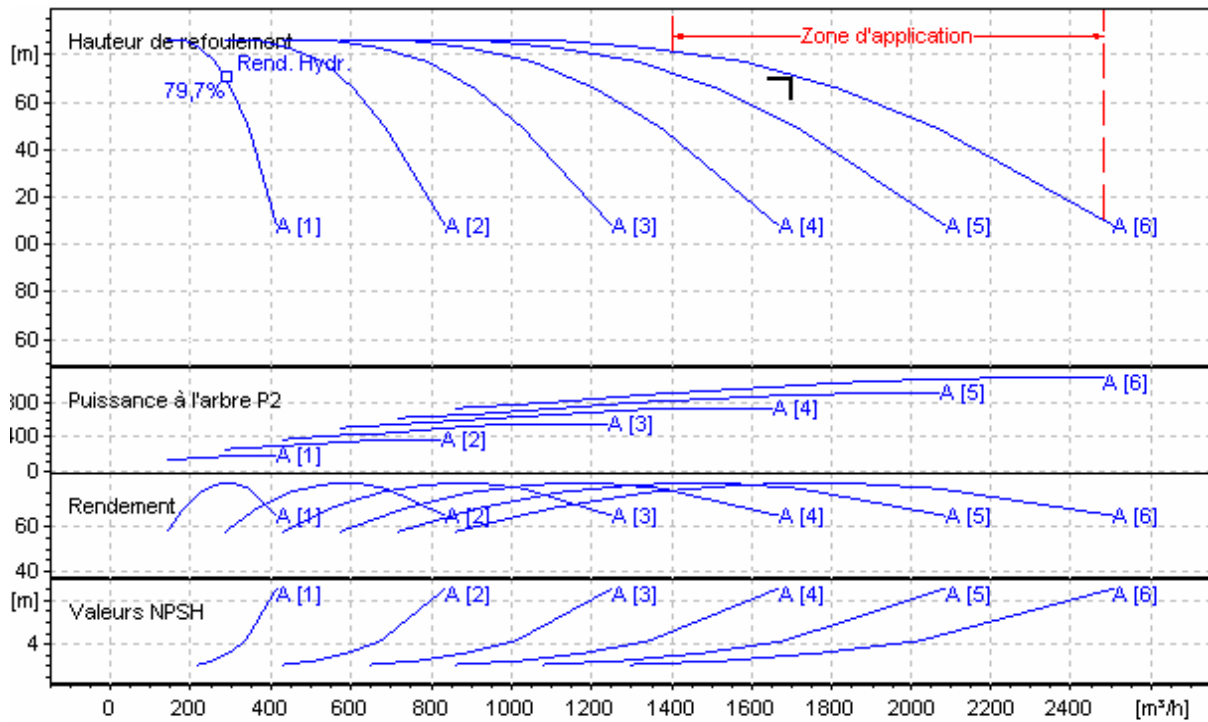


Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la SP1.

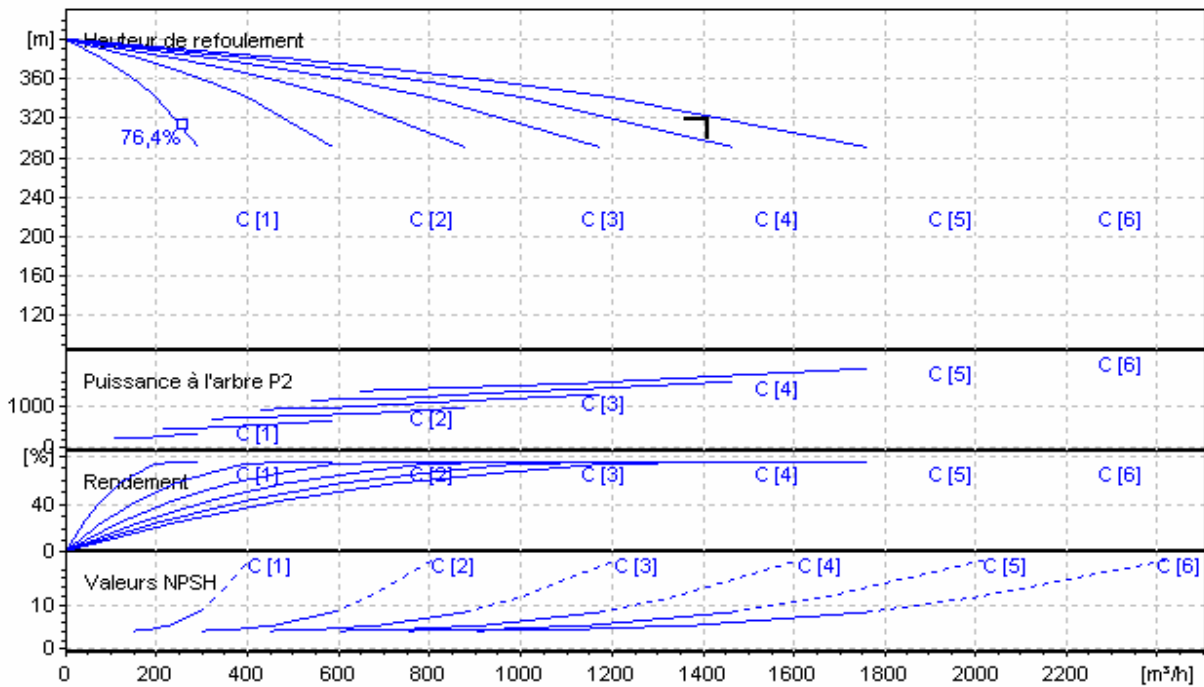


Figure V.2 : courbes caractéristiques de la SP2.

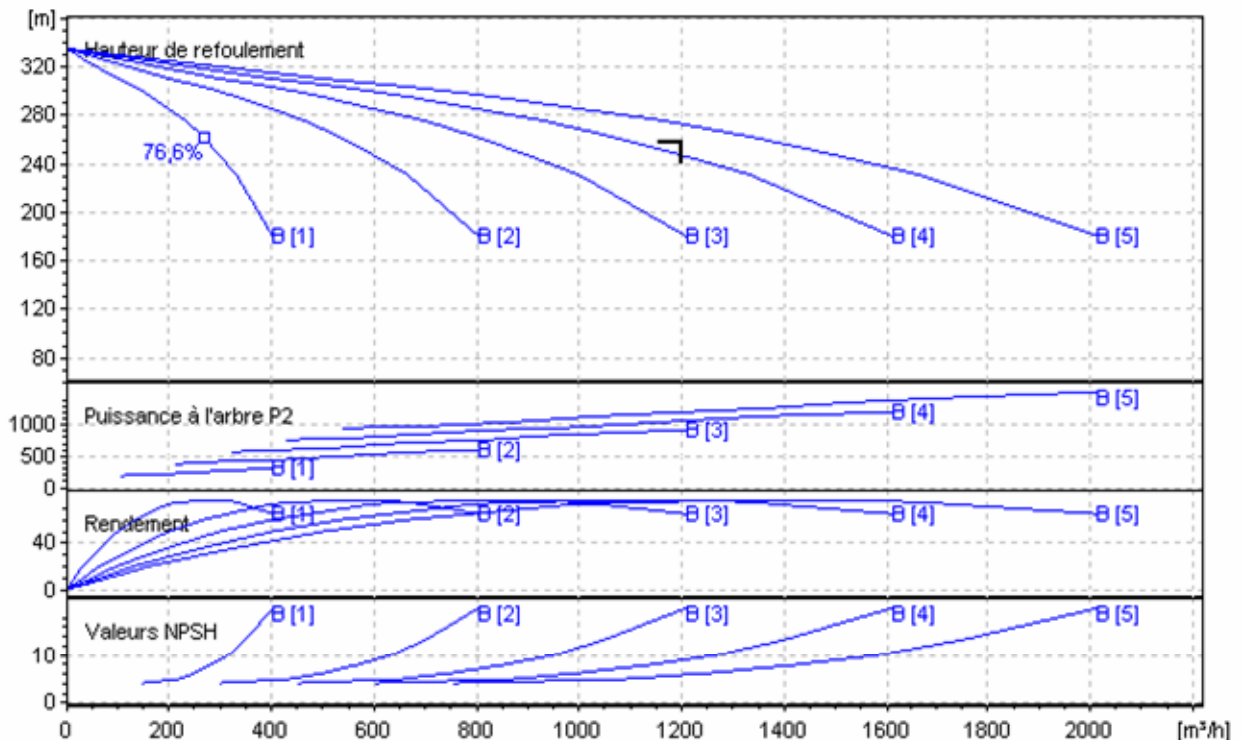


Figure V.3 : courbes caractéristiques de la SP3.

V. POINT DE FONCTIONNEMENT DES POMPES :

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

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

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

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (33)$$

Avec : $\Delta h_t = 1,1 \times \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (34)$

Avec :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{ec}^{5,3}} \dots\dots\dots (35)$$

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel CAPRARI, les résultats obtenus sont comme suit:

1. Refoulement à partir de la SP 1 :

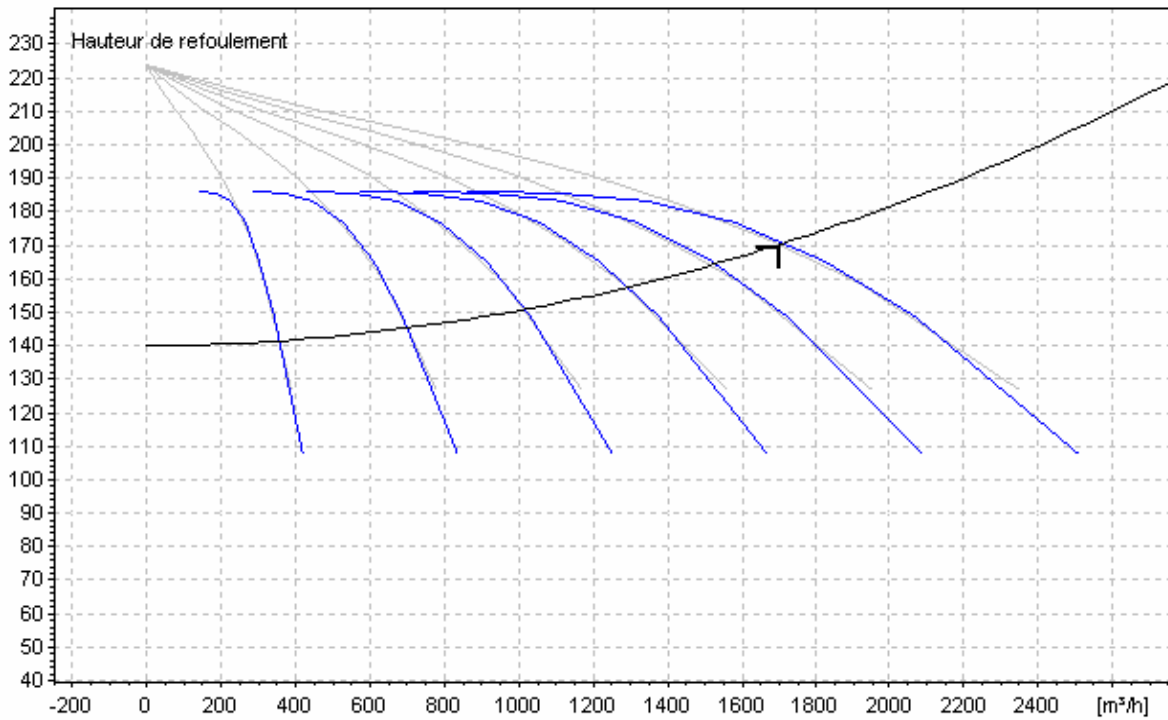


Figure V.4 : point de fonctionnement de la SP1.

On obtient le point de fonctionnement suivant :

$$Q_c = 1720 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 1697,58 \text{ m}^3/\text{h} .$$

$$H_c = 171 \text{ m} . > H_{app} = 159,17 \text{ m} .$$

2. Refoulement à partir de la SP 2 :

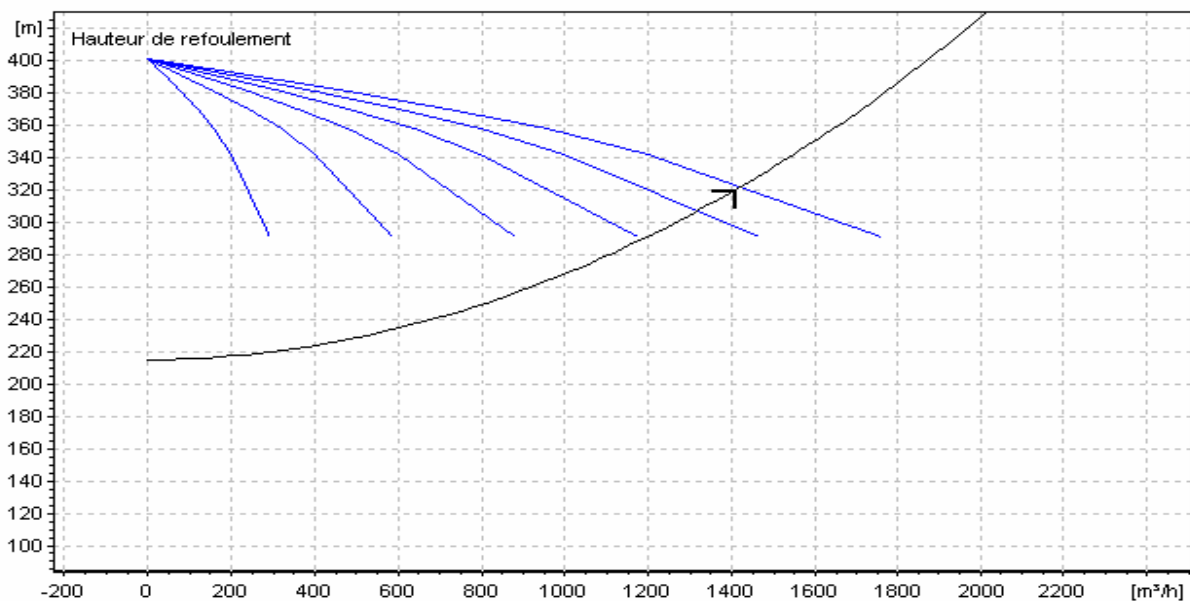


Figure V.5 : point de fonctionnement de la S2P.

On obtient le point de fonctionnement suivant :

$$Q_c = 1430 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 1401,12 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_c = 324 \text{ m} > H_{app} = 313,26 \text{ m}.$$

3. Refoulement à partir de la SP 3 :

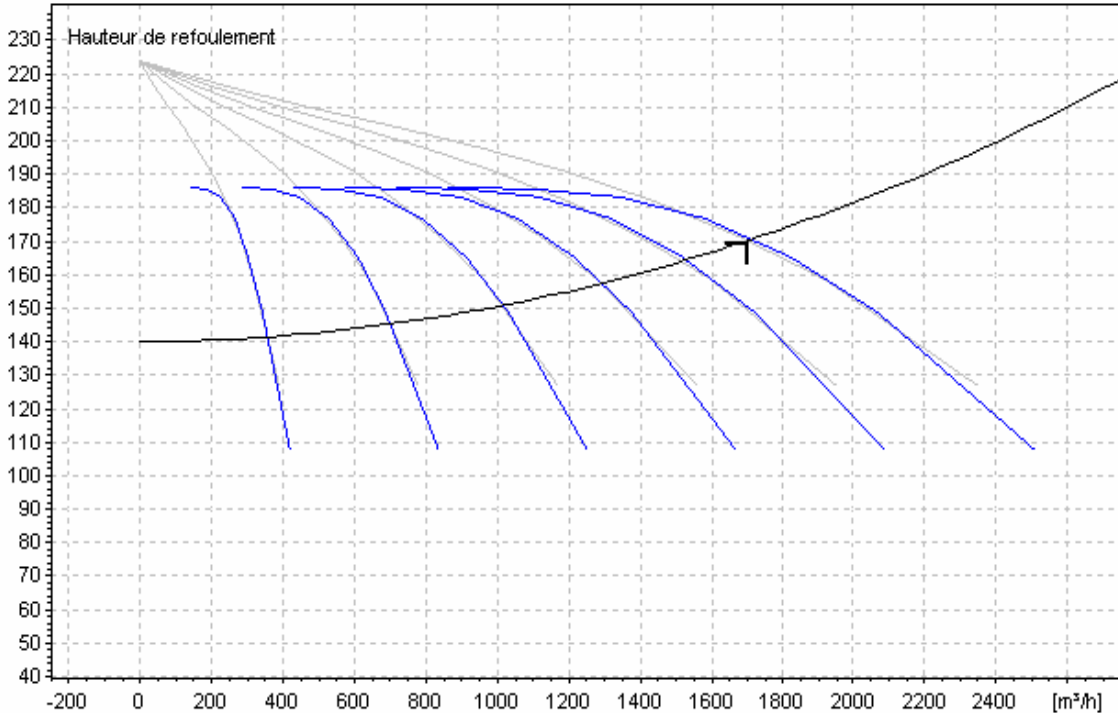


Figure V.5 : point de fonctionnement de la SP3.

On obtient le point de fonctionnement suivant :

$$Q_c = 1300 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 1194,3 \text{ m}^3/\text{h} .$$

$$H_c = 265 \text{ m} . > H_{app} = 257,96 \text{ m} .$$

VI. ADOPTION DES POMPES AUX CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DONNEES :

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

1. Débit disponible > Débit appelé :

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

$$\eta_{inst\ ap, van} = \eta_{inst\ av, van} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots (36)$$

$$h_v = H'_c - H_{app} \dots\dots\dots (37)$$

- o **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \dots\dots\dots (38)$$

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

$$d = \phi \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots\dots\dots (39)$$

- Rendement de rognage

$$R = (1-m) \times 100 \dots\dots\dots (40)$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots\dots\dots (41)$$

Remarque :

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

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** :

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

- **Diminution de temps de pompage** :

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \dots\dots\dots (42)$$

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

2. Débit disponible < Débit appelé :

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

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

Le logiciel CAPRARI choisit le mode de réglage adéquat en tenant compte du rendement.

- **Refoulement à partir de la SP 1 : (réglage qualitatif)**

Après optimisation on obtient la courbe et les caractéristiques suivantes :

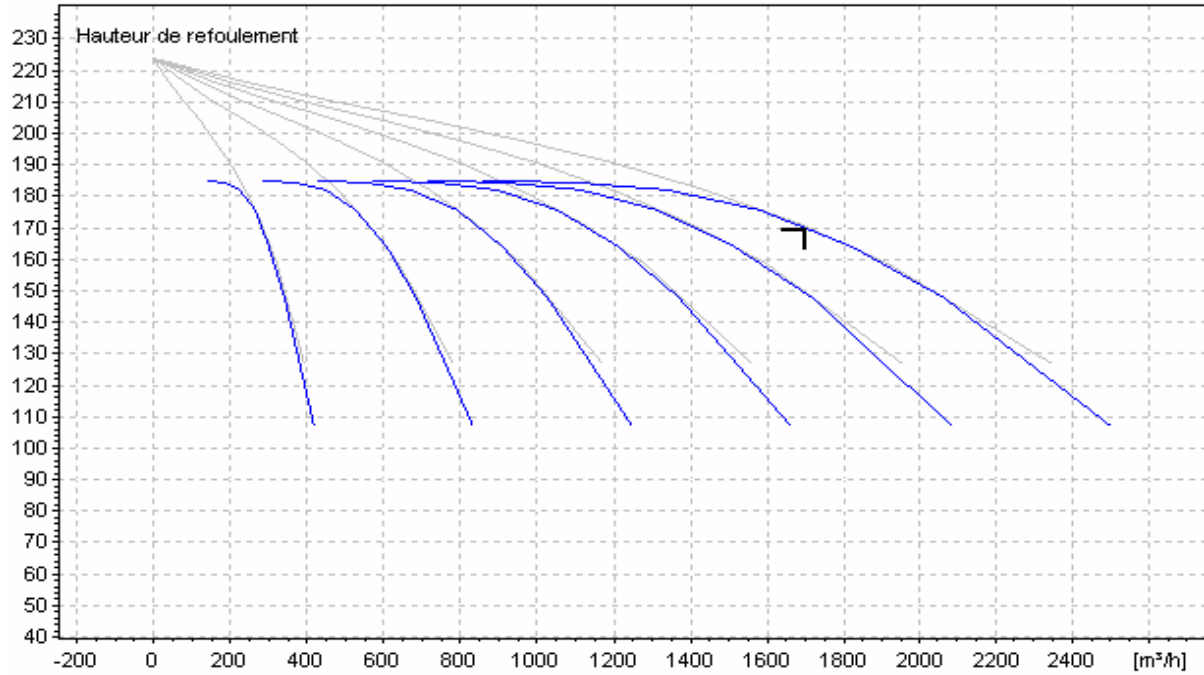


Figure V.6 : Courbes caractéristique après optimisation (SP1).

$\eta = 79,7 \%$.

$P_{abs} = 995 \text{ KW}$.

$V = 1445 \text{ tr/min}$.

- **Refoulement à partir de la SP 2 : (réglage qualitatif)**

Après optimisation on obtient la courbe et les caractéristiques suivantes :

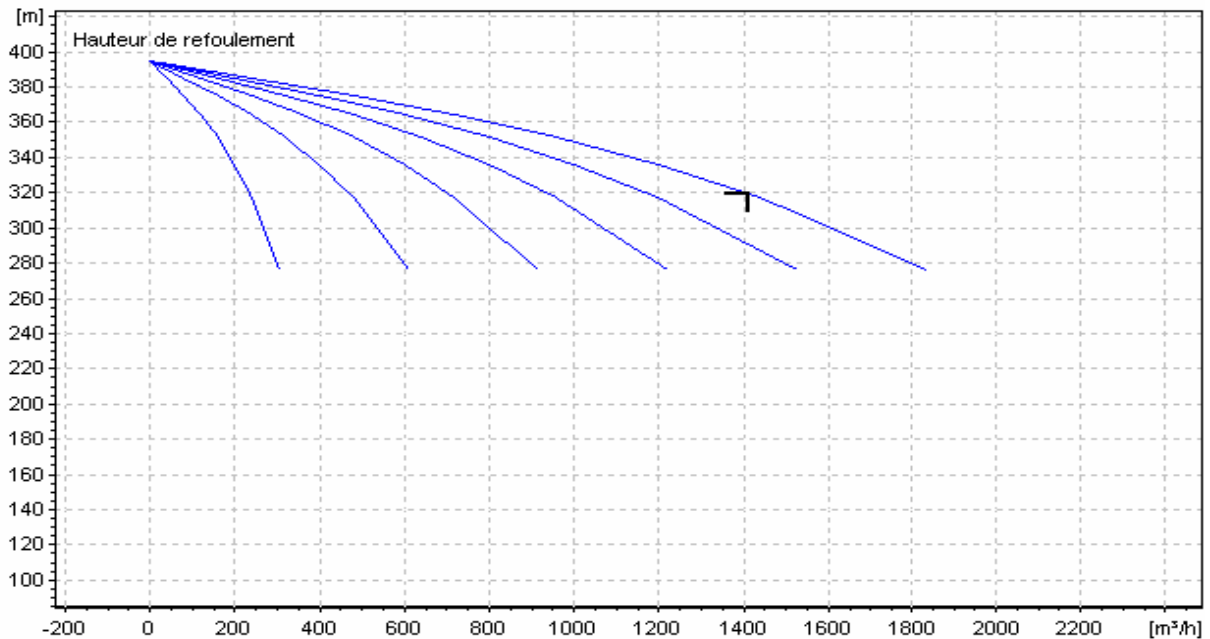


Figure V.7 : Courbes caractéristique après optimisation (SP2).

$\eta = 75,9 \%$.

$P_{abs} = 1670 \text{ KW}$.

$V = 2877 \text{ tr/min}$.

- Refoulement à partir de la SP 3 : (réglage qualitatif)

Après optimisation on obtient la courbe et les caractéristiques suivantes :

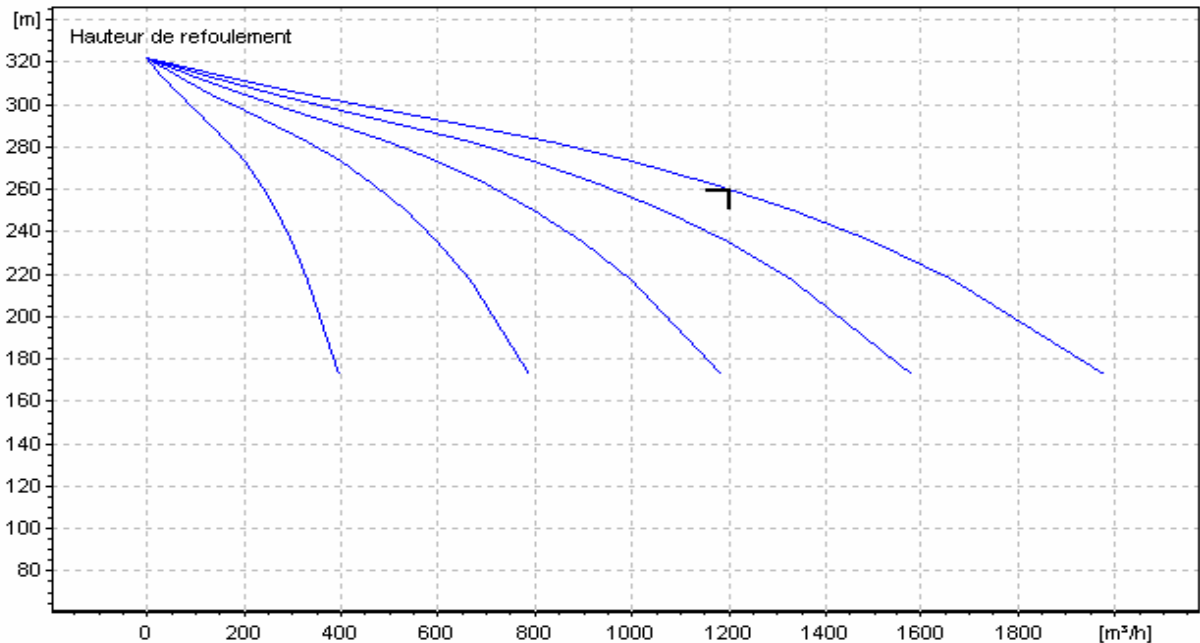


Figure V.7 : Courbes caractéristique après optimisation (SP3).

$\eta = 76 \%$.

$P_{abs} = 1130 \text{ KW}$.

$V = 2840 \text{ tr/min}$.

VII. ETUDE DE LA CAVITATION :

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

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(43)$$

$r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$. On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

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

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \dots \dots \dots (44)$$

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times H \dots \dots \dots (45)$$

Tableau 48 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \dots \dots \dots (46)$$

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots \dots \dots (47)$$

$L_r = 50 \text{ m} ; \quad l_r = 1,5 \text{ m} ;$

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \dots \dots \dots (48)$$

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \dots \dots \dots (49)$$

On prend: $V_c = 1,5 \text{ m/s}.$

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \dots \dots \dots (50)$$

➤ **Calage de la pompe :**

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (51)$$

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots \dots \dots (52)$$

$r = (0,1 - 0,3) \text{ m}.$

1. Refoulement à partir de la SP 1 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 7,94 \text{ m}.$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 605,7 = 9,49$
 $\Rightarrow P_{at} = 9,49 \text{ mce}$

- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20^{\circ}\text{C}$: $T_v = 0,24\text{mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration: $D_a = 1,25 \times DN1 \Rightarrow DN1=150\text{ mm}$

Donc : $D_a = 1,25 \times 150 = 187,5 \Rightarrow D_a = 200\text{mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 78,6 \times 10^{-3}}{3,14 \times (0,20)^2} = 2,5 \Rightarrow V_a = 2,5\text{m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 471,5 \times 10^{-3}}{3,14 \times 1,5}} = 0,63 \Rightarrow D_c = 0,65\text{m}$$

On pose $D_c = 0,65\text{m}$ $V_c = \frac{4 \times 471,5 \times 10^{-3}}{3,14 \times (0,65)^2} = 1,42 \Rightarrow V_c = 1,42\text{m/s}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{50 \times (471,5 \times 10^{-3})^2}{(0,65)^{5,3}} + \frac{1,5 \times (78,6 \times 10^{-3})^2}{(0,2)^{5,3}} \right) = 0,27 \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,27\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,27 = 0,31 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,31\text{m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 7,94 + 0,3 - 9,49 + 0,24 + \frac{(2,5)^2}{2 \times 9,81} + 0,31 = 0,38 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,38\text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 611,7 - 6 = 605,7 \Rightarrow \nabla_{min} = 605,7\text{mNGA}$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 605,7 - 0,38 + 0,3 = 605,62 \Rightarrow \nabla_{axe} = 115,25\text{m}$

2. Refoulement à partir de la SP2 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,52\text{ m}$.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 640,47 = 9,43 \Rightarrow P_{at} = 9,43\text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20^{\circ}\text{C}$: $T_v = 0,24\text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration: $D_a = 1,25 \times DN1 \Rightarrow DN1=125\text{mm}$

Donc : $D_a = 1,25 \times 125 = 156,25 \Rightarrow D_a = 150\text{mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 64,9 \times 10^{-3}}{3,14 \times (0,15)^2} = 3,67 \Rightarrow V_a = 3,67\text{m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 389,2 \times 10^{-3}}{3,14 \times 1,5}} = 0,57 \Rightarrow D_c = 0,60\text{m}$$

On pose $D_c = 0,65\text{m}$ $V_c = \frac{4 \times 389,2 \times 10^{-3}}{3,14 \times (0,6)^2} = 1,37 \Rightarrow V_c = 1,37\text{m/s}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{50 \times (389,2 \times 10^{-3})^2}{(0,6)^{5,3}} + \frac{1,5 \times (64,9 \times 10^{-3})^2}{(0,15)^{5,3}} \right) = 0,45$$

$$\Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,45m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,45 = 0,52$

$$\Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,52m$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 8,25 + 0,3 - 9,43 + 0,24 + \frac{(3,67)^2}{2 \times 9,81} + 0,52 = 0,57$$

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,57 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 646,5 - 6,02 = 640,47$

$$\Rightarrow \nabla_{min} = 640,47mNGA$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 640,47 - 0,57 + 0,3 = 640,2$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 640,2m$$

3. Refoulement à partir de la SP2 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 7,8 m$.

- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 829,940 = 9,17$

$$\Rightarrow P_{at} = 9,17 mce$$

- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 \times DN1 \Rightarrow DN1 = 125mm$

Donc : $D_a = 1,25 \times 125 = 156,25$

$$\Rightarrow D_a = 150mm$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 55 \times 10^{-3}}{3,14 \times (0,15)^2} = 1,75$

$$\Rightarrow V_a = 1,75m/s$$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 663,5 \times 10^{-3}}{3,14 \times 1,5}} = 0,53$$

$$\Rightarrow D_c = 0,55m$$

On pose $D_c = 0,65m$ $V_c = \frac{4 \times 663,5 \times 10^{-3}}{3,14 \times (0,55)^2} = 1,39$

$$\Rightarrow V_c = 1,39m/s$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{50 \times (663,5 \times 10^{-3})^2}{(0,55)^{5,3}} + \frac{1,5 \times (55 \times 10^{-3})^2}{(0,15)^{5,3}} \right) = 0,27$$

$$\Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,27m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,27 = 0,31$

$$\Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,31m$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 7,8 + 0,3 - 9,17 + 0,24 + \frac{(1,75)^2}{2 \times 9,81} + 0,31 = 0,36$$

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,36 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 836 - 6,06 = 829,94$
 $\Rightarrow \nabla_{\min} = 829,94mNGA$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 829,94 - 0,31 + 0,3 = 829,93$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 829,93m$$

VIII. CHOIX DU MOTEUR :

D'après le logiciel CAPRARI, le choix du moteur s'est porté sur :

1. SP1 :

- Type : 315 L 4 – 200.
- Puissance à l'arbre : 168 kw.
- Puissance nominale : 200 kw.
- Vitesse de rotation : 1450 t/min.

2. SP2 :

- Type : 355 M 2 – 250.
- Puissance à l'arbre : 315 kw.
- Puissance nominale : 315 kw.
- Vitesse de rotation : 2950 t/min.

3. SP3 :

- Type : 355 L 2 – 315.
- Puissance à l'arbre : 248 kw.
- Puissance nominale : 315 kw.
- Vitesse de rotation : 2950 t/min.

I. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION :

1. Définition :

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

2. Protection cathodique :

Dans le but de protéger contre la corrosion un réseau de canalisations en acier, il y a lieu d'effectuer, tout d'abord, une prospection préalable.

Le critère de la corrosion par effet de pile réside dans la mesure de la résistivité du sol dans lequel sera posée la canalisation. En principe, cette résistivité, basse dans les terrains humides, argileux, varie de 500 Ω m dans le sable à 10 000 Ω m dans la roche.

Or, l'expérience montre que, pratiquement, on doit protéger cathodiquement quand la résistivité moyenne descend au-dessous de 50 Ω m. Si la présence de courant vagabonds est redoutée, il faut se livrer, une fois la conduite posée, à des mesures de longue durée permettant de déceler les zones d'entrée et de sortie du courant.

Même si la prospection préalable montre que des effets de pile ne sont pas à redouter et qu'en tout état de cause le revêtement de la conduite permet d'y pallier dans une certaine mesure, il ne faut pas oublier qu'un revêtement peut vieillir, ou se détériorer accidentellement. C'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse si des sorties de courant sont ainsi rendues possibles. Ainsi, la protection cathodique d'un réseau en acier est recommandée vivement. Cette appellation de protection cathodique provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

3. Le coup de bélier

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

➤ Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

➤ Risques dus aux coups de bélier

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

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

a. Cas de la surpression

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

b. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement.

Si cette pression devient inférieure à $10mce$, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c. Fatigue de la canalisation

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

4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

a. Réservoirs d'air :

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

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

b. Cheminée d'équilibre :

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

c. Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d. Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le

volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

5. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de Vibert**

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

✓ **Méthode de Bergeron**

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

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de Bergeron est la méthode retenue dans le cas de notre projet.

❖ **Méthode de calcul (Méthode de Bergeron)**

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 fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Cette méthode consiste à déterminer par approximation successive la vitesse de l'eau dans le refoulement au niveau du réservoir d'air.

On considèrera qu'au cours d'un aller-retour de l'onde, donc d'un intervalle de temps $t_r = \frac{2 \times l}{a}$; l'eau, qui poursuit, par exemple, sa montée est animée au début d'un intervalle quelconque d'une vitesse V_{fn-1} et à la fin d'une vitesse $V_{fn} < V_{fn-1}$.

Comme les sommets 2P, 4P, 6P,...etc, de l'épure correspondent à des états finals, c'est la vitesse finale de l'eau au cours de l'intervalle qui doit être considérée et c'est cette vitesse V_f que l'on se fixe au départ, a priori.

Par ailleurs en partant d'un volume initial arbitraire du réservoir d'air, et en utilisant la valeur choisie arbitrairement pour la vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement, à la fin de cet intervalle : la précision dans le réservoir, puis celles en

aval de l'étranglement et en aval du diaphragme représentatif des pertes de charge dans la conduite.

Les ondes de dépression et de surpression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule VII.2.

La valeur du coup de bélier est de :

$$\Delta b = \pm \frac{a * V_0}{g} \text{ (Formule de JOUKOWSKY).....(54)}$$

Une pression dans la conduite est ainsi trouvée, on vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de cette pression finale, que cette droite coupe bien $\frac{a}{g * S}$ au droit de V_f . Sinon les calculs seront

recommencés avec une autre valeur de V_f .

- L'augmentation ΔU du volume d'air du réservoir d'air (quand l'eau monte dans la conduite) ou sa diminution (quand l'eau redescend) est exprimée par le volume correspondant de l'eau que se réservoir écoule vers la conduite ou reçoit de la conduite au cours du régime transitoire. Ce n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section S pendant le temps t_r et avec une vitesse moyenne V_m qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de t_r .

La vitesse moyenne pour chaque intervalle :

$$V_{mi} = \frac{V_{fn-1} + V_{fn}}{2} \text{ (55)}$$

La variation du volume d'air :

$$\Delta U_i = S * V_{mi} * t_{r1} \text{ (56)}$$

- Le volume d'air comprimé :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \text{ (57)}$$

+ ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se vide.

- ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se remplit.

- La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi du Poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = Z * U^{1,4} \text{ (58)}$$

Où δ_0 représente les pertes de charge dans la conduite en régime en fonctionnement normal. En effet, en marche normale, la hauteur manométrique absolue à la pompe correspondant au volume U_0 est : $Z_0 + \delta_0$ donc :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \text{ (59)}$$

- On évaluera, à la montée de l'eau, la valeur V_1 de la vitesse de l'eau dans cette tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la

conduite pour l'intervalle de temps considéré. On évaluerait de même la vitesse V_2 dans cette tuyère à la descente de l'eau.

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de

0,92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égal au rapport inverse des carrés des diamètres (figure VII.2.a).

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 * d)^2} = K \dots\dots\dots(60)$$

d sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

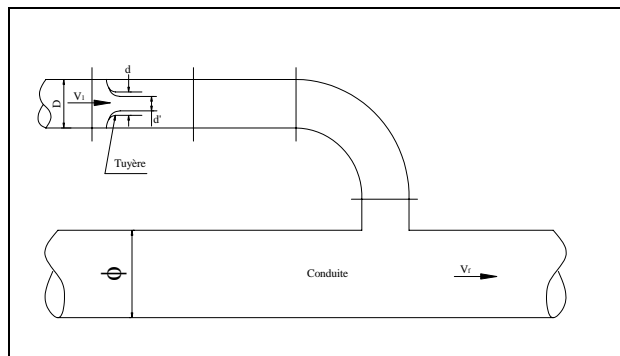


Figure VII.1: l'eau du réservoir se dirige vers la conduite

La perte de charge Δh_1 à la montée de l'eau en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D) qui détermine sur le graphique (figure VII.3) un coefficient c , On a ainsi :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1}{2 \times g} \dots\dots\dots (61)$$

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de

Borda un coefficient de contraction de 0,5, le rapport des vitesses $\frac{V_2}{V_f}$ de l'eau dans la tuyère et dans la conduite est égal au rapport inverse des sections (figure VII.2.b).

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 * \phi^2}{d^2} = K' \dots\dots\dots (62)$$

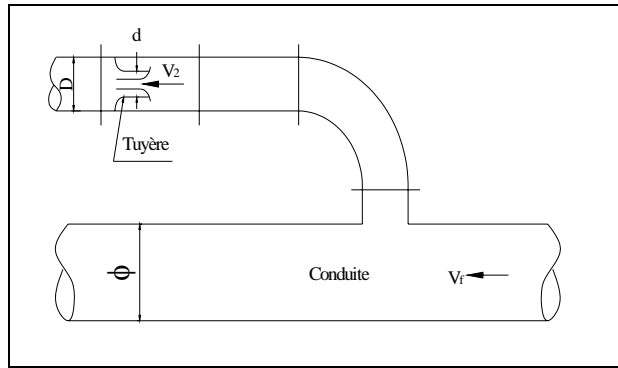


Figure VII.2: l'eau de la conduite revient dans le réservoir

La perte de charge Δh_2 à la descente de l'eau s'évalue en fonction du nouveau rapport m des sections de la veine contractée de section

$\frac{\pi * d^2}{8}$ et de la tubulure (diamètre D). Il suffit de lire sur le graphique (figure VII.3) le nouveau coefficient c' et on a :

$$\Delta h_2 = c' * \frac{V_2}{2 * g} \dots\dots\dots (63)$$

- La pression absolue dans la conduite se déduit :
En faisant la différence : $Z - \Delta h_1$ quand l'eau monte,
En faisant la somme : $Z + \Delta h_2$ quand l'eau descend.

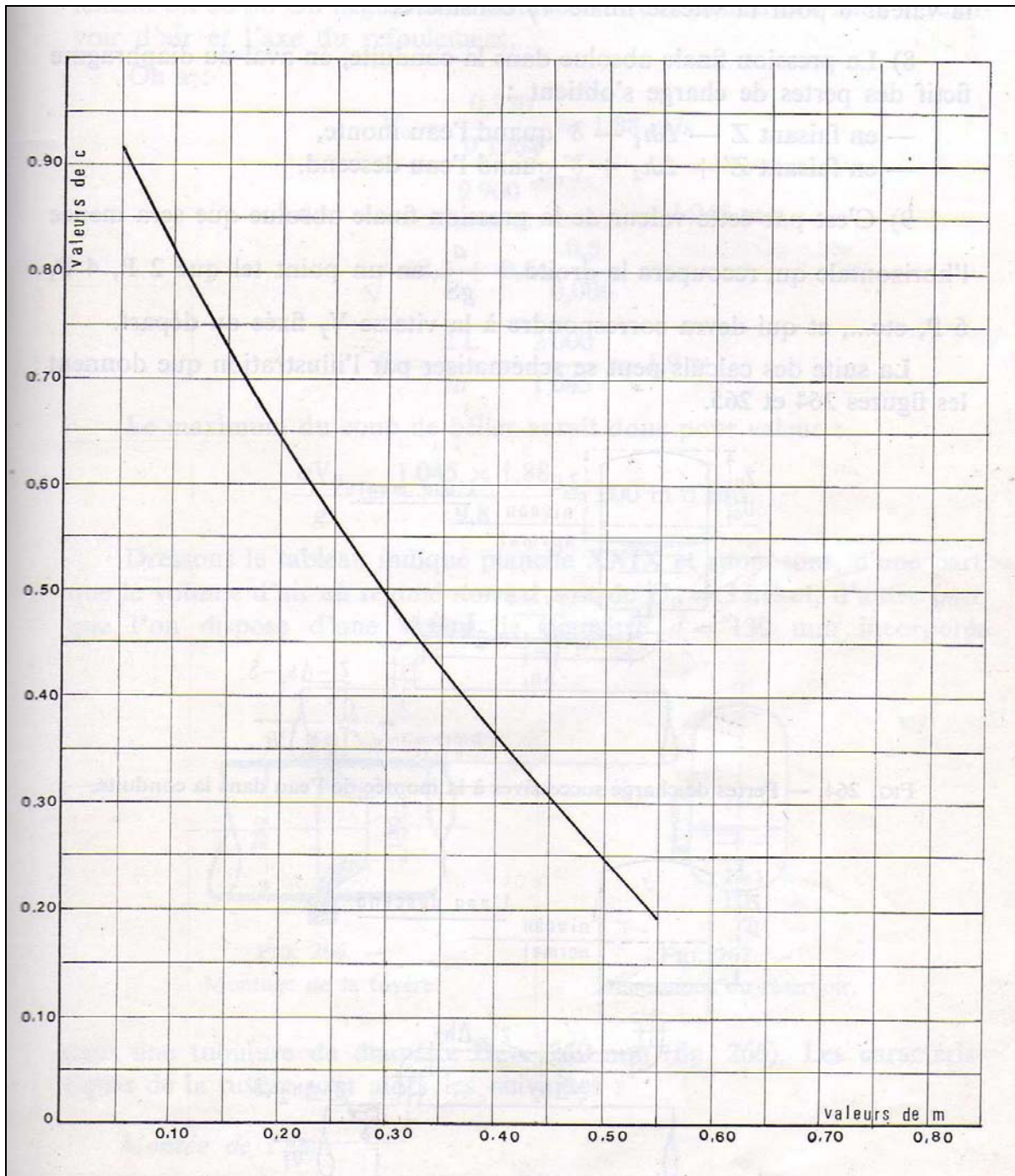


Figure VII.3 : Coefficient de perte de charge c dans la tuyère

- En cherchant, sur la parabole des pertes de charge dans la conduite la valeur δ pour la vitesse finale V_f considérée.
- La pression finale absolue dans la conduite, en aval du diaphragme fictif des pertes de charge s'obtient :
 En faisant la différence : $Z - \Delta h_1 - \delta$ quand l'eau monte,
 En faisant la somme : $Z + \Delta h_2 + \delta$ quand l'eau descend.

- C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite $+\frac{a}{g * S}$ en un point tel que 2P, 4P, 6P,...etc, et qui devra correspondre à la vitesse V_f fixée au départ.

- **Application :**

Tous les calculs effectués sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 49 : Calcul du réservoir d'air

	Intervalle de temps tr	Variation du volume d'air $\Delta U = S.Vm.tr = 3,481.Vm \text{ (m}^3\text{)}$	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = (248,6 + 98).6^{1,4}/U^{1,4} = 5258,34/U^{1,4} \text{ (m)}$	Vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) <u>Montée:</u> $V_1 = 16,61.V_f$ <u>Descente:</u> $V_2 = 28,13.V_f$	Perte de charge dans la tuyère (m) <u>Montée:</u> $\Delta h_1 = 0,64.(V_1/2.g)$ <u>Descente:</u> $\Delta h_2 = 0,785.(V_2/2.g)$	Pression dans la conduite avec perte de charge <u>Montée:</u> $Z - \Delta h_1$ <u>Descente:</u> $Z + \Delta h_2$	Perte de charge refoulement δ (m)	Pression dans la conduite sans perte de charge <u>Montée:</u> $Z - \Delta h_1 - \delta$ <u>Descente:</u> $Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique V_f (m/s)	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesse finale choisie V_f (m/s)
SP1	4,685	10,685	154,50	12,82	5,36	149,14	16,1	133,04	0,772	1,346	0,772	
SP2	-0,144	10,541	157,47	-24,1	23,14	180,62	19,9	200,52	-0,86	-0,042	-0,86	
SP3	-2,994	7,547	251,38	-24,3	23,69	275,07	20,5	295,57	-0,87	-0,86	-0,87	

D'après ce tableau, on peut conclure que les volumes des réservoirs d'air au niveau des stations de pompage est de l'ordre de :

SP1 : $V = 10,67 \text{ m}^3$.

SP2 : $V = 10,54 \text{ m}^3$.

SP3 : $V = 7,55 \text{ m}^3$.

I. DIFFERENTS TRAVAUX A ENTREPRENDRE

I.1. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- **Décapage :**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

- **Exécution des fouilles :**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

- **Coulage du béton de propreté :**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- **Remblayage :**

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- **Coulage du béton :**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis -poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

- **Maçonnerie :**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

I.2. Travaux concernant l'adduction

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

- **Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus (dans notre cas de 1/1). Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

- **Construction des regards**

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

- **Pose du lit de sable :**

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

- **Pose des conduites**

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

- **Remblayage des tranchées**

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

- **Nivellement et compactage**

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

I.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire six réservoirs dont quatre jumelés deux à deux. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

II. CALCUL DES VOLUMES DES TRAVAUX :

II.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $43,8 \times 14,8 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles $h=1,5\text{m}$.
- Les semelles sont de forme carré de coté $L=1,5\text{m}$ et de hauteur $h=0.40\text{m}$.

- Les avants poteaux sont de forme carré de coté 0,30m et de hauteur $h=0,7m$.
- Les poteaux sont de forme carré de coté $b=0,30m$ et de hauteur totale $h = 6,7m$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de $e=7cm$.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 m$ et une largeur de $b=30 m$.

Le bâtiment a une forme rectangulaire en plan. L'espacement des poteaux en longueur est de 2.8 pour les deux premiers poteaux et de 4.7m pour le restant des poteaux. Quant à l'espacement des poteaux en largeur, il est de 7.1 m. le nombre total des poteaux est de douze (12).

▪ **Calcul du volume de décapage :**

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

$$[(43,8+2 \times 0,55) \times (14+2 \times 0,55)] \times 0,10 = 36,63 \text{ m}^3$$

On arrondira le volume de décapage à

Donc le volume de décapage est estimé à **40 m³**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant de trois, le volume total de décapage sera de : 40×3 soit : **120 m³**

▪ **Calcul du volume des déblais**

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

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 2,1 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de :

$$23 \times 8,1 \times 2,1 = \mathbf{391,23 \text{ m}^3}.$$

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

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

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **40,5 m³**.

Le volume total des déblais s'élèverait à : $391,23 + 40,5$ soit environ: **432m³**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, le volume total des déblais de ces stations est de : $432 \times 3 = \mathbf{1296 \text{ m}^3}$

c. Calcul du volume du béton de propreté

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,10 = 0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume total du béton de propreté est de $2,7 \text{ m}^3$

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton de propreté de ces stations est de : $3 \times 2,7 = 8,1 \text{ m}^3$

▪ **Calcul du volume de béton armé**

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

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Balcons ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau 50 : Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	12	10,80
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	12	0,76
poteaux	0,3	0,3	6,7	12	7,24
ceintures inf. long.	21,9	0,3	0,3	2	3,94
ceintures inf. larg.	7	0,3	0,3	6	3,78
ceintures sup. long.	21,9	0,3	0,3	2	3,94
ceintures sup. larg.	7	0,3	0,45	6	5,67
voiles	7	0,2	3	2	8,40
balcons	7	2 et 1,5	0,2	2	4,90
ceinture du balcon	7	0,3	0,5	2	2,10
dalle supérieure	21,9	7	0,07	1	10,73
chape inférieure	21,9	7	0,07	1	10,73
acrotère sur dalle	57,8	0,1	0,85	1	4,91
TOTAL :					77,9

Le volume total du béton armé sera donc de $77,9 \text{ m}^3$ arrondi à : **78 m^3**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : 3×78 soit : **234 m^3** .

▪ **Calcul du volume du remblai compacté**

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

Le nombre de fouilles étant de 12 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **$25,1 \text{ m}^3$** .

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de $23 \times 7 \times 2 \times 2,1$ soit : **$676,2 \text{ m}^3$**

Le volume total du remblai compacté est de $701,3 \text{ m}^3$, qu'on majorera à : **702 m^3**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant de trois, le volume total du remblai compacté sera de : $3 \times 702 =$ **2106 m^3**

▪ **Calcul du volume de la maçonnerie**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \text{ cm} \times \text{cm}$.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $(21,9 + 7) \times 6,7 \times 2 - (7 \times 3 \times 2)$ soit : **346 m^2**
- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06 \text{ m}^2$ ($0,30 \times 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 5767 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **5800 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **11600 briques**.

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors quantité totale de la brique de ces stations est de : 3×11600 , soit : **$34\ 800 \text{ m}^3$**

Tableau 51 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Quantité (m ³)
1	Décapage	20
2	Excavation	432
3	Remblais compacté	702
4	Béton de propreté	2,70
5	Béton armé semelle	10,8
6	Béton armé demi poteaux	0,76
7	Béton armé des ceintures	19,43
8	Béton armé des voiles	8,40
9	Béton armé des balcons	4,90
10	Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère)	15,64
11	Béton armé poteaux	7,24
12	Béton armé dalle	10,73
13	Maçonnerie (briquetage)	11600u

II.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

▪ Déblais d'excavation

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

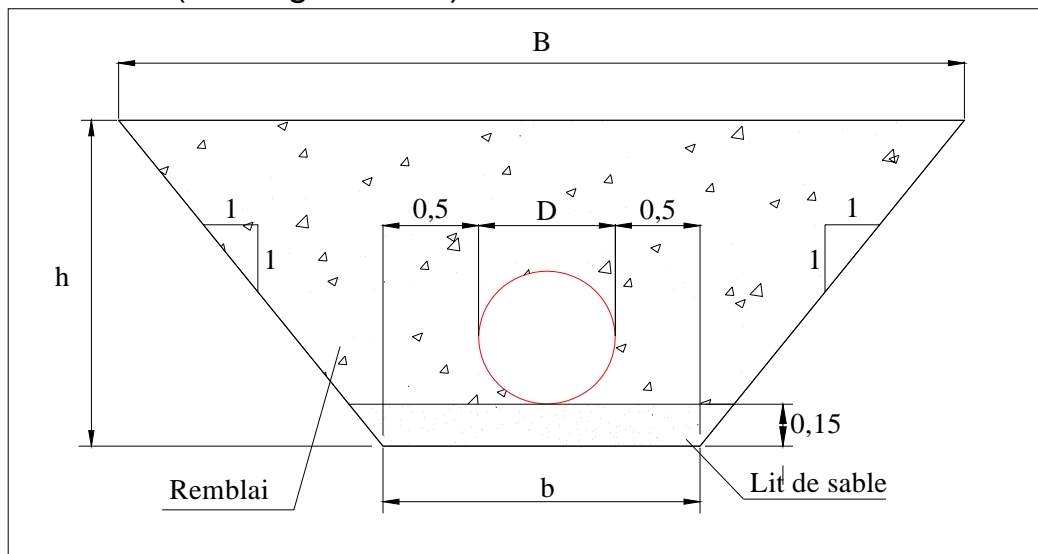


Figure VII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Avec :

$$S_{exc} = \frac{b+B}{2} \times h \dots\dots\dots (61)$$

$$V_{exc} = S_{exc} \times L \dots\dots\dots (62)$$

▪ **Lit de sable**

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L \dots\dots\dots (63)$$

e = 15 cm ;

▪ **Volume de la conduite**

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

$$S_c = \frac{\pi.D^2}{4} \dots\dots\dots (64)$$

$$V_c = S_c \times L \dots\dots\dots (65)$$

▪ **Remblais compacté**

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots\dots\dots (66)$$

III. PLANIFICATION DES TRAVAUX

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM). La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

III. 1. Définitions des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation des stations de reprise et de leurs réservoirs va se faire en parallèle (quatre entreprises de réalisation, une pour

chaque station et une pour les réservoirs jumelés de Tléta). Une cinquième entreprise sera chargée de la réalisation de l'adduction.

Puisque les trois bâtiments des stations de pompage sont identiques et les réservoirs ont approximativement les mêmes volumes de travaux, on impose les mêmes durées de réalisation des différentes tâches des stations et de leurs réservoirs.

▪ **Station de pompage**

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous.

Tableau 52 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

▪ **Adduction**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau.

Tableau 53: temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	63
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	63
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	63
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	63
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	20
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	20
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	20
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	20
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	50
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	50
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	50
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	50
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	8
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	8
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	8
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	8

▪ **Réservoirs**

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau.

Tableau 54: temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	7
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

III.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

- **Stations de pompage et réservoirs**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau VIII.9.a.

Tableau 55 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI, BJ
L	M	K	BL	---	BK

▪ **Adduction**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau .

Tableau 56 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VII.2 où les dates de commencement et de finition au plutôt et les dates de commencement et de finition au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vertes portées sur la figure VIII.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est estimé à **330 jours**, soit **environ 11 mois**.

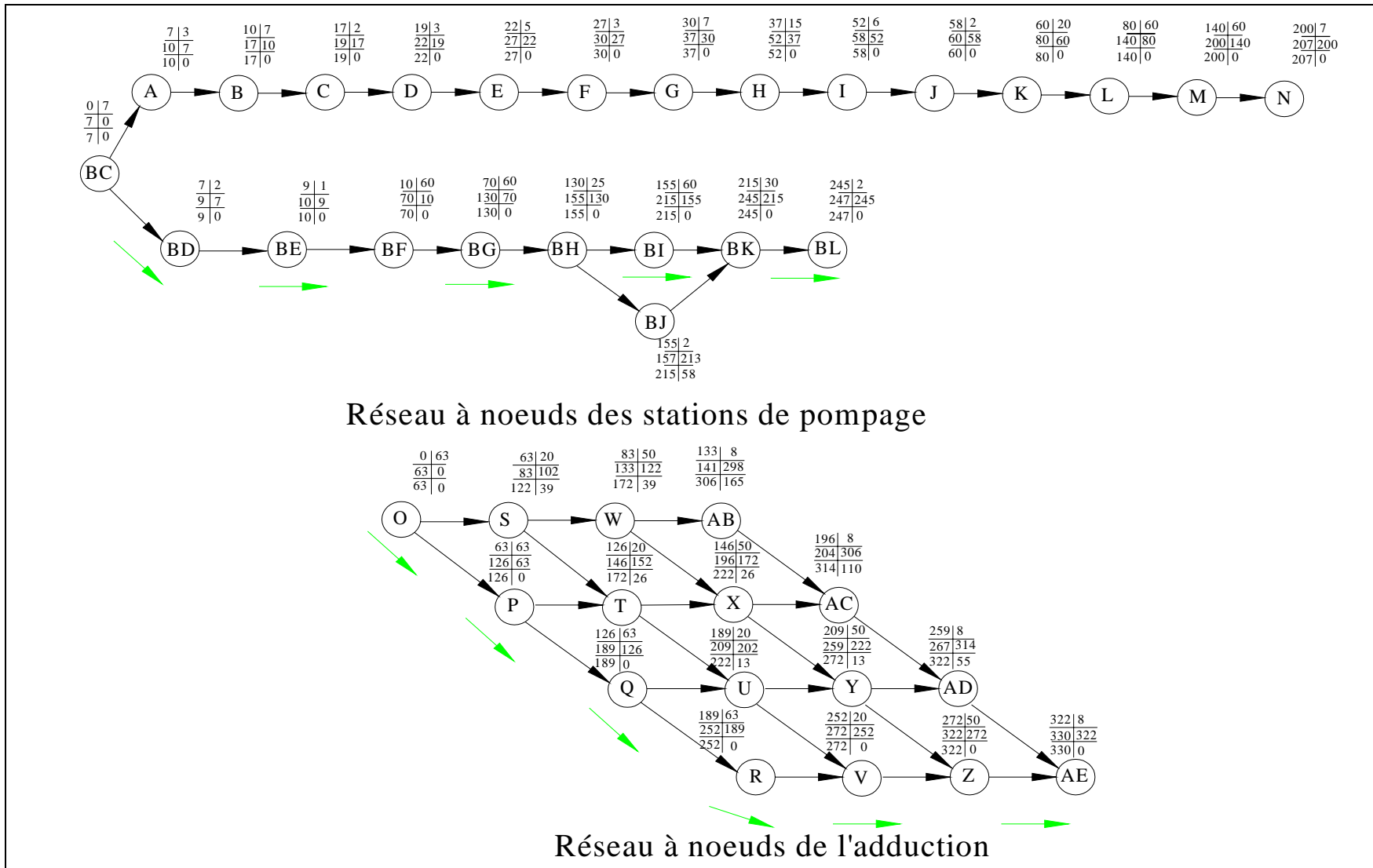


Figure VII.2 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) des stations et des réservoirs

IV. ENGINS

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

▪ **Pelle hydraulique**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques (Voir schéma ci après).

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

▪ **Dozer**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

- **Chargeur**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

- **Compacteur (vibrateur de sol)**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

CONCLUSION GENERALE

Un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour une bonne exploitation, une gestion rigoureuse du système est indispensable pour un meilleur rendement et encor assurer la pérennité du projet.

Aussi nous avons pensé à présenter quelques conseils pratiques en guise de conclusion :

A fin de pallier à un éventuelle disfonctionnement pouvant survenir au cours de l'exploitation, il est recommandable de faire appelle, dans la mesure du possible, aux produit et aux matériaux locaux.

Nous recommandant aussi la mise en disposition d'un groupe d'électrogène de secoure approprié, pour assurer la continuité du service en cas d'interruption d'alimentation des groupes électropompes en énergie électrique.

Les stations de pompages doivent être équipées d'un poste transformateur pour chaque groupe électropompe, d'un pupitre de contrôle, et d'un système de télégestion dans le but de faciliter le contrôle et la supervision.

BIBLIOGRAPHIE :

ANDRE DUPONT « hydraulique urbaine », Tome II.1981 Eyrolles (Paris)

M. CARLIER « hydraulique générale et appliquée ». 1972 Eyrolles
(Paris)

A. LENCASTRE « hydraulique générale ». Cepadu`es-**Editions**, 2000

M. MEUNIER « les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau
sous pression » **Edition Dunod**, Paris, 1950

TABLAT

heurs	ariv tablat	depart tablat	surplus
0 - 1	4,17	3	1,17
	4,17	3,2	0,97
	4,17	2,5	1,67
	4,17	2,6	1,57
	4,17	3,5	0,67
	4,17	4,1	0,07
	4,17	4,5	
	4,17	4,9	
	4,17	4,9	
	4,17	5,6	
	4,17	4,8	
	4,17	4,7	
	4,17	4,4	
	4,17	4,1	0,07
	4,17	4,2	
	4,17	4,4	
	4,17	4,3	
	4,17	4,1	0,07
	4,17	4,5	
	4,17	4,5	
	4,17	4,5	
	4,17	4,8	
	4,17	4,6	
	4,17	3,3	0,87

BENI SLIMAN

heurs	ariv tablat	depart tablat	surplus
0 - 1	0	3	
	0	3,2	
	0	2,5	
	0	2,6	
	5	3,5	1,5
	5	4,1	0,9
	5	4,5	0,5
	5	4,9	0,1
	5	4,9	0,1
	5	5,6	
	5	4,8	0,2
	5	4,7	0,3
	5	4,4	0,6
	5	4,1	0,9
	5	4,2	0,8
	5	4,4	0,6
	5	4,3	0,7
	5	4,1	0,9
	5	4,5	0,5
	5	4,5	0,5
	5	4,5	0,5

	5	4,8	0,2
	5	4,6	0,4
	5	3,3	1,7

OMARIA

heurs	ariv tablat	depart omaria	surplus
0 - 1	0	1,5	
	0	1,5	
	0	1,5	
	0	1,5	
	5	2,5	2,50
	5	3,5	1,50
	5	4,5	0,50
	5	5,5	
	5	6,25	
	5	6,25	
	5	6,25	
	5	6,25	
	5	5	0,00
	5	5	0,00
	5	5,5	
	5	6	
	5	6	
	5	5,5	
	5	5	0,00
	5	4,5	0,50
	5	4	1,00
	5	3	2,00
	5	2	3,00
	5	1,5	3,50

BERROUGHIA

heurs	ariv tablat	depart BER	surplus
0 - 1	0	3	
	0	3,2	
	0	2,5	
	0	2,6	
	5	3,5	1,50
	5	4,1	0,90
	5	4,5	0,50
	5	4,9	0,10
	5	4,9	0,10
	5	5,6	
	5	4,8	0,20
	5	4,7	0,30
	5	4,4	0,60
	5	4,1	0,90
	5	4,2	0,80
	5	4,4	0,60
	5	4,3	0,70

	5	4,1	0,90
	5	4,5	0,50
	5	4,5	0,50
	5	4,5	0,50
	5	4,8	0,20
	5	4,6	0,40
	5	3,3	1,70

KSER

heurs	ariv tablat	depart tablat	surplus
0 - 1	4,17	3,35	0,82
	4,17	3,25	0,92
	4,17	3,3	0,87
	4,17	3,2	0,97
	4,17	3,25	0,92
	4,17	3,4	0,77
	4,17	3,85	0,32
	4,17	4,45	
	4,17	5,2	
	4,17	5,05	
	4,17	4,85	
	4,17	4,6	
	4,17	4,6	
	4,17	4,55	
	4,17	4,75	
	4,17	4,7	
	4,17	4,65	
	4,17	4,35	
	4,17	4,4	
	4,17	4,3	
	4,17	4,3	
	4,17	4,2	
	4,17	3,75	0,42
	4,17	3,7	0,47

boughzoul

heurs	ariv tablat	depart tablat	surplus
0 - 1	4,17	1,5	2,67
	4,17	1,5	2,67
	4,17	1,5	2,67
	4,17	1,5	2,67
	4,17	2,5	1,67
	4,17	3,5	0,67
	4,17	4,5	
	4,17	5,5	
	4,17	6,25	
	4,17	6,25	
	4,17	6,25	
	4,17	6,25	
	4,17	5	

	4,17	5	
	4,17	5,5	
	4,17	6	
	4,17	6	
	4,17	5,5	
	4,17	5	
	4,17	4,5	
	4,17	4	0,17
	4,17	3	1,17
	4,17	2	2,17
	4,17	1,5	2,67

RESERVOIR

heurs	ariv tablat	depart tablat	surplus
0 - 1	4,17	0	4,17
	4,17	0	4,17
	4,17	0	4,17
	4,17	0	4,17
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	-0,83
	4,17	5	-0,83
	4,17	5	-0,83
	4,17	5	-0,83
	4,17	5	
	4,17	5	
	4,17	5	

deficite	cummul
	-0,30
	0,67
	2,33
	3,90
	4,57
	4,63
-0,33	4,30
-0,73	3,57
-0,73	2,83
-1,43	1,40
-0,63	0,77
-0,53	0,23
-0,23	0,00
	0,07
-0,03	0,03
-0,23	-0,20
-0,13	-0,33
	-0,27
-0,33	-0,60
-0,33	-0,93
-0,33	-1,27
-0,63	-1,90
-0,43	-2,33
	-1,47

deficite	cummul
-3,0	5,80
-3,2	2,60
-2,5	0,10
-2,6	-2,50
	-1,00
	-0,10
	0,40
	0,50
	0,60
-0,6	0,00
	0,20
	0,50
	1,10
	2,00
	2,80
	3,40
	4,10
	5,00
	5,50
	6,00
	6,50

	6,70
	7,10
	8,80

deficite	cummul
-1,50	4,50
-1,50	3,00
-1,50	1,50
-1,50	0,00
	2,50
	4,00
	4,50
-0,50	4,00
-1,25	2,75
-1,25	1,50
-1,25	0,25
-1,25	-1,00
0,00	-1,00
0,00	-1,00
-0,50	-1,50
-1,00	-2,50
-1,00	-3,50
-0,50	-4,00
0,00	-4,00
	-3,50
	-2,50
	-0,50
	2,50
	6,00

deficite	cummul
-3,00	5,80
-3,20	2,60
-2,50	0,10
-2,60	-2,50
	-1,00
	-0,10
	0,40
	0,50
	0,60
-0,60	0,00
	0,20
	0,50
	1,10
	2,00
	2,80
	3,40
	4,10

	5,00
	5,50
	6,00
	6,50
	6,70
	7,10
	8,80

deficite	cummul
	1,70
	2,62
	3,48
	4,45
	5,37
	6,13
	6,45
-0,28	6,17
-1,03	5,13
-0,88	4,25
-0,68	3,57
-0,43	3,13
-0,43	2,70
-0,38	2,32
-0,58	1,73
-0,53	1,20
-0,48	0,72
-0,18	0,53
-0,23	0,30
-0,13	0,17
-0,13	0,03
-0,03	0,00
	0,42
	0,88

deficite	cummul
	8,83
	11,50
	14,17
	16,83
	18,50
	19,17
-0,33	18,83
-1,33	17,50
-2,08	15,42
-2,08	13,33
-2,08	11,25
-2,08	9,17
-0,83	8,33

-0,83	7,50
-1,33	6,17
-1,83	4,33
-1,83	2,50
-1,33	1,17
-0,83	0,33
-0,33	0,00
	0,17
	1,33
	3,50
	6,17

deficite	cummul
	-1,67
	2,50
	6,67
	10,83
-0,83	10,00
-0,83	9,17
-0,83	8,33
-0,83	7,50
-0,83	6,67
-0,83	5,83
-0,83	5,00
-0,83	4,17
-0,83	3,33
-0,83	2,50
-0,83	1,67
-0,83	0,83
-0,83	0,00
	-0,83
	-1,67
	-2,50
	-3,33
-0,83	-4,17
-0,83	-5,00
-0,83	-5,83