

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du transfert des eaux du barrage de Tabellout vers le barrage de Draa-Diss.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0016-11

APA Citation (APA توثيق):

Ferroudj, Tawfiq (2011). Etude du transfert des eaux du barrage de Tabellout vers le barrage de Draa-Diss[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU TRANSFERT DES EAUX DU BARRAGE DE
TABELLOUT(W.JIJEL) VERS LE BARRAGE DE DRAA-DISS (W.SETIF)**

Présenté par :

M^r. FERROUDJ TAWFIQ

Promoteur :

M^r. DERNOUNI Y.

Devant le jury composé de :

President: - M^r. O.KHODJET-KESBA

Examineurs:

- M^r. M.S.BENHAFID**
- M^r. A.AYADI**
- M^{me}. L.TAFAT**
- M^r. R.KERID**

OCTOBRE 2011

Dédicace

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parent, mes frères et ma sœur pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

Je dédie ce travail également à :

- ✚ Ma grande familles, mes oncles, mes tantes, mes cousins
- ✚ Tous mes amis de l'école et de la cité.
- ✚ Tous les étudiants de l'ENSH.

REMERCIEMENTS

Avant tout, Je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes vifs remerciements à mes très chers parent, mes frères et ma sœur qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études.

Je remercie aussi ma grande famille (oncles, tentes et cousins)

✚ Je remercie fortement mon promoteur M^r. DERNOUNI Y. de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

✚ je remercie également le chef projet de l'ANBT Mr. **KHEMISSI Ramdane** et tous les responsables de ce transfert qui m'ont aidé pour mener à bien ce travail.

✚ je tiens à remercie aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

✚ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

ملخص :

الهدف من دراستنا هو تحويل المياه انطلاقا من سد تبلوط بجيجل نحو سد دراع الديس بالعلمة ، وهذا من أجل تلبية حاجيات هذه المنطقة من حيث الماء الشروب و مياه السقي.

لهذا قمنا بدراسة اقتصادية شاملة للمشروع

من أجل السير الحسن لنظام التحويل هذا، أخذنا بعين الاعتبار حجم الخزانات و كذا حماية الأنابيب من الصدا و صدمة الضغط.

Résumé :

Notre étude consiste à transférer les eaux à partir du barrage de Tabellout vers le barrage de Draa-Diss pour satisfaire les besoins en eau d'AEP et d'irrigation de la région d'El Eulma.

Pour cela nous avons fait une étude technico-économique de ce projet

Pour le bon fonctionnement de ce système de transfert, nous avons effectué le dimensionnement des ouvrages de stockage ainsi que la protection des conduites contre la corrosion et le coup de bélier.

Abstract

Our study consists to transfer water from the dam TABELLOUT to DRAA-DISS dam for needs of alimentation with drinkable water and irrigation of this area.

For this topic, we have done a techno-economic approach for dimensioning the conduits.

For the good performance of this system of transfer, we hold in consideration the dimension of the réservoirs, as well as the protection of the conduits against the corrosion and the water hammer.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Tableau : I.1. Température mensuelles	4
Tableau I.2. Répartition en % des précipitations durant l'année à EL EULMA.....	5
Tableau I.3. précipitation annuelle sur la région de Sétif et El Eulma.....	5
Tableau I.4. Répartition du nombre de jours de pluie par an à SETIF.....	5
Tableau I.5. Evaporation journalière moyenne à Sétif.....	6
Tableau I.6. Humidité relative dans la région du projet	6
Tableau I.7. Fréquence de la direction du vent exprimée en % (station de SETIF.....	7
Tableau I.8. nombre de jours de siroco.....	7
Tableau I.9. Caractéristiques du séisme de référence de TABELLOUT.....	9
Tableau I.10. Apports moyens annuels sur 48 ans aux sites des barrages.....	10.
Tableau I.11. Répartition mensuelle des apports moyens au barrage de TABELLOUT.....	11

CHAPITRE II : ETUDE DES DONNEES DE BASE

Tableau II.1. Pluie maximale journalière de période d'observation de 1914-2056	12
Tableau II.2. Pluie maximale journalière de période d'observation de 1999-2009	14
Tableau II.3. Apports annuels.....	15
Tableau II.4. Débits maximums annuels	16
Tableau II.5. Débits minimums annuels.....	17

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau III.1. Calcul de la HMT.....	32
Tableau III.2. Calcul des frais d'amortissement.....	33
Tableau III.3. Calcul des frais d'exploitation.....	33
Tableau III.4. Bilan.....	34
Tableau III.5. Calcul de la HMT.....	34
Tableau III.6. Calcul des frais d'amortissement	35
Tableau III.7. Calcul des frais d'exploitation	35

Tableau III.8. Bilan.....	36
Tableau III.9. Calcul de la HMT.....	36
Tableau III.10. Calcul des frais d’amortissement.....	37
Tableau III.11. Calcul des frais d’exploitation.....	37
Tableau III.12. Bilan	38
Tableau III.13. Calcul de la HMT.....	38
Tableau III.14. Calcul des frais d’amortissement.....	39
Tableau III.15. Calcul des frais d’exploitation.....	39
Tableau III.16. Bilan.....	40
Tableau III.17. Calcul de la HMT	40
Tableau III.18. Calcul des frais d’amortissement.....	41
Tableau III.19. Calcul des frais d’exploitation.....	41
Tableau III.20. Bilan	42
Tableau III.21: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	43
Tableau III. 22. Dimensionnement du canal	46

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Tableau V.1. Caractéristiques de la pompe (SP1).....	58
Tableau V.2. Caractéristiques de la pompe (SR1).....	59
Tableau V.3. Caractéristiques de la pompe (SP2)	60
Tableau V.4. Caractéristiques de la pompe (SP3).....	61
Tableau V.5. Caractéristiques de la pompe (SR2).....	62
Tableau V.6. Caractéristiques du moteur (SP1)	63
Tableau V.7. Caractéristiques du moteur (SP1+SP2+SR2)	63
Tableau V.8. Caractéristiques du moteur (SR2)	64
Tableau .V.9. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1 – SR1).....	71
Tableau .V.10. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1 – galerie).....	73
Tableau .V.11. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp2 – RT1).....	74
Tableau .V.12. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp3 – SR2).....	76
Tableau .V.13. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2 – RT2).....	78
Tableau V.14. Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température.....	85

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VIII.1. : Les différents travaux de la station de pompage.....	113
Tableau VIII.2. Devis des différents travaux de la station de pompage	114
Tableau VIII .3 : Coût estimatif du tronçon SP1 – SR1	116
Tableau VIII .4 : Coût estimatif du tronçon SR1 – Galerie.....	117
Tableau VIII .5 : Coût estimatif du tronçon Galerie – bassin	117
Tableau VIII .6 : Coût estimatif du tronçon Bassin – SP2	118
Tableau VIII .7 : Coût estimatif du tronçon SP2 – RT1.....	118
Tableau VIII .8 : Coût estimatif du tronçon RT1 – SP3.....	119
Tableau VIII .9 : Coût estimatif du tronçon SP3 – SR2.....	119
Tableau VIII .10 : Coût estimatif du tronçon SR2 – RT2.....	120
Tableau VIII .11 : Coût estimatif du tronçon RT2 – Draa Diss.....	120

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Figure. I .1. carte de situation des ouvrages.....	3
--	---

CHAPITRE II : ETUDE DES DONNEES DE BASE

Figure. II. 1 : Schéma du transfert.....	21
--	----

CHAPITRE III : ETUDE DE POMPAGE

Figure III.1. profile en long de la galerie.....	26
--	----

Figure III.2. Schéma hydraulique du transfert.....	27
--	----

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Figure V.1. Courbes caractéristiques de la pompe (SP1).....	66
---	----

Figure V.2. Courbe caractéristique de la pompe (SR1).....	66
---	----

Figure V.3. Courbe caractéristique de la pompe (SP2).....	67
---	----

Figure V.4. Courbe caractéristique de la pompe (SP3).....	67
---	----

Figure V.5. Courbe caractéristique de la pompe (SR2).....	68
---	----

Figure V.6. Courbes caractéristiques des pompes (SR1+SP2+SP3+SR2).....	69
--	----

Figure V.7. Point de fonctionnement des pompes de la station SP1.....	72
---	----

Figure V.8. Point de fonctionnement des pompes de la station SR1.....	73.
---	-----

Figure V.9. Point de fonctionnement des pompes de la station SP2.....	75
---	----

Figure V.10. Point de fonctionnement des pompes de la station SP3.....	77
--	----

Figure V11. Point de fonctionnement des pompes de la station SP3.....	79
---	----

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION

Figure VI. 1 : protection cathodique.....	96.
---	-----

Figure 2 : protection cathodique par anode réactive.....	96
--	----

Figure 3 : revêtement blessé sans aucune trace de corrosion après plusieurs années.....	97
---	----

CHAPITRE VII : PROTECTION ANTI BELIER

Figure. VII.1 Profil en long des pressions.....	104
---	-----

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VIII.1 : Bulldozer.....	121
Figure VIII.2 : Niveleuse automotrice.....	122
Figure VIII.3: Pelle	122
Figure VIII.4: Chargeur.....	123
Figure VIII.5 : compacteur.....	123
Figure VIII .6 : camion malaxeur.....	124
Figure VIII.7. Réseau a nœud pour de la station de pompage.....	126
Figure VIII.8. Calcul du temps de réalisation de la station de pompage.....	126.
Figure VIII.9. Diagramme de GANTT.....	127
Figure VIII.10. Réseau à nœuds pour la pose des conduites.....	128
Figure VIII.11. calcul le temps de la pose des conduites	128

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE N° 01 : PLAN DU MASSE DU TRONÇON (SR1 – ENTREE DE GALERIE)

PLANCHE N° 02 : PLAN DU MASSE DU TRONÇON (RT2 – BARRAGE DRAA-DISS)

PLANCHE N° 03 : PROFIL EN LONG DU TRANSFERT (BARRAGE DE TABELLOUT – BARRAGE DRAA-DISS)

PLANCHE N° 04 : SCHEMA DU TRANSFERT

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE	
Introduction.....	2
I.1.Situation géographique.....	2
I.2.Situation topographique.....	4
I.3.Situation climatologique.....	4
I.3.1.Altitudes	4
I.3.2.Température	4
I.3.3.Précipitations.....	5
I.3.4.Evaporation	6
I.3.5.Humidité.....	6
I.3.6. Direction du vent	7
I.3.7.Nombre de jours de sirocco	7
I.4. Situation géologique et géotechnique	8
I.4.1. Cadre géographique	8
I.4.2.Cadre structural	8
I.4.3.Cadre hydrogéologique.....	9
I.5.sismicité.....	9
I.6.Hydrologie.....	10
I.6.1.les ports.....	10
Conclusion.....	11
CHAPITRE II : ETUDE DES DONNEES DE BASE	
Introduction	12
II. 1.série pluviométrique.....	12
II.2.Apports annuels	15
II.3. débits annuels	16
II.3.1.Débits maximums annuels	16
II.3.2.Débits minimums annuels.....	17

II.4. Fiche synoptique du barrage de TABELLOUT et de ses ouvrages annexe.....	18
Hydrologie	18
Réservoir.....	19
Barrage	19
Évacuateur de crues	20
Conclusion.....	22

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction	23
III.1. choix du tracé	23
➤ 1 ^{ère} tracé	23
➤ 2 ^{ième} tracé	23
III.1.1. Etude comparative des deux tracés.....	24
III.2. Schémas hydraulique.....	27
III.3. choix du type du matériau de la canalisation	28
III.3. choix du type du matériau de la canalisation	28
III.4. Types des adductions	28
III.4.1. Adduction gravitaire.....	28
III.4.2. Adduction par refoulement	29
III.4.3. Adduction mixte	29
III.5. caractéristiques générales du transfert	29
III.6. calcul des diamètres économiques des conduites en refoulement	30
III.6.1. calcul des pertes de charge	30
III.6.1.1. pertes de charge linéaires (ΔH_l)	30
III.6.1.2. pertes de charge singulières (ΔH_s)	31
III.6.1.3. pertes de charge totales (ΔH_t)	31
III.6.2. calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	31
III.6.3. Puissance absorbée par la pompe	31
III.6.4. Energie consommée par la pompe	31
III.6.5. Frais d'exploitation	32
III.6.6. Frais d'amortissement	32

III.6.7.Détermination des diamètres économiques.....	32
III.6.7.1. Tronçon SP1 – SR1.....	32
III.6.7.2. Tronçon SR1 – galerie	34
III.6.7.3. Tronçon SP2 – RT1	36
III.6.7.4. Tronçon SP3–SR2	38
III.6.7.5. Tronçon SR2 – RT2	40
III.6.8.Accessoires nécessaires pour l’adduction	42
III.7.Détermination du diamètre avantageux	42
III.7.1.galerie – bassin	43
III.7.2. Caractéristiques principales de la galerie.....	44
III.7.3.Dimensionnement du canal d’amené	44
III.7.4.le bassin tampon de l’oued halib	47
a)Localisation.....	47
d) Conception du bassin tampon.....	47
c)Principe de fonctionnement.....	47
III.8.Calcul des diamètres avantageux.....	47
III.8.1. Tronçon Bassin - SP2.....	48
III.8.2. Tronçon RT1 - SP3.....	48
III.8.3. Tronçon RT2 – Draa-Diss	49
Conclusion	50

CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS

Introduction.....	51
IV.1.Classification des réservoirs.....	51
IV.2. Emplacement des réservoirs	51
IV.3.Équipement du réservoir	51
IV.4.Dimensionnement des bâches de reprise des différentes stations de pompage.....	52
IV.4.1.Bâche de la station de pompage n°1(SP1).....	52
IV.4.2.Bâche de la station de reprise n°1 (SR1)	52
IV.4.3.Bâche de la station de pompage n°2(SP2)	52
IV.4.4.Bâche de la station de pompage n°3(SP3)	53
IV.5.Dimensionnement des réservoirs tampons.....	53

IV.5.1.Réservoir tampon RT1.....	53
IV.5.2.Réservoir tampon RT2.....	54
IV.6.Sections des réservoirs.....	54
IV.7.Conduites traversant la paroi des réservoirs.....	55
IV.7.1.Conduite de départ.....	55
IV.7.2.conduite d'arrivée.....	55
IV.7.3.Conduite du trop-plein.....	55
IV.7.4.Conduite de vidange.....	55
Conclusion.....	55

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Introduction.....	56
V.1. Choix de la variante d'adduction par pompage.....	56
V.2.Choix du type de pompe.....	57
V.3. Couplage des pompes.....	57
V.4.Choix du nombre de pompes.....	57
V.4.1.Refoulement :SP1 – SR1	58
V.4.2.Refoulement :SR1 – entrée de galerie	59
V.4.3.Refoulement :SP2 – RT1.....	60
V.4.4.Refoulement :SP3 – SR2	61
V.4.5.Refoulement :SR2 – RT2.....	62
V.5.Choix du moteur.....	63
V.5.1. Station de pompage : SP1.....	63
V.5.2.Station de pompage : SR1 + SP2 + SP3.....	63
V.5.3. Station de reprise : SR2.....	64
V.6.courbe caractéristique des pompes	64
V.6.1.Station de pompage SP1	65
V.6.2.Les courbes : $H = f(Q)$ pour les pompes : SR1, SP2, SP3,	66
➤ Station de pompage SR1.....	66
➤ Station de pompage SP2	67
➤ Station de pompage SP3	67
➤ Station de pompage SR2.....	68
V.7.Point de fonctionnement des pompes.....	69
➤ Courbe caractéristique de la conduite	70

V.7.1.Refolement :SP1 – SR1.....	71
V.7.2.Refolement :SR1 – galerie	73
V.7.3.Refolement :SP2 – RT1.....	74
V.7.4.Refolement :SP3 – SR2	76
V.7.5.Refolement :SR2 – RT2.....	78
V.8.Réglage des pompes	79
❖ Débit disponible > Débit appelé.....	79
➤ Réglage	
qualitatif	79
➤ Réglage	
quantitatif	79
V.8.1.Refolement :SP1 – SR1.....	80
a)vannage	80
b) Diminution du temps de pompage.....	81
V.8.2.Refolement : SR1 – entrée de galerie.....	81
a)vannage	81
b) Diminution du temps de pompage.....	81
V.8.3.Refolement :SP2 – RT1	82
a)vannage	82
b) Diminution du temps de pompage.....	82
V.8.4.Refolement :SP3 – SR2	83
a)vannage	83
b) Diminution du temps de pompage.....	83
V.8.5.Refolement : SR2 – RT2.....	84
a)vannage.....	84
b) Diminution du temps de pompage.....	84
V.9.Etude de la cavitation.....	85
➤ Calage de la pompe.....	86
V.9.1. Refolement : SP1 – SR1.....	87
V.9.2. Refolement : SR1 – galerie.....	87
V.9.3. Refolement : SP2 – RT1.....	88
V.9.4. Refolement : SP3 – SR2	89

VIII.3. Conduite de transfert.....	109
VIII.4. Calculs et résultats	109
VIII.4.1. Station de pompage.....	109
VIII.4.1.1 Détermination du volume de déblai.....	109
VIII.4.1.2 Détermination du volume de décapage.....	109
VIII.4.1.3. Détermination du volume du béton de pro.....	110
VIII.4.1.4. Volume du béton armé des semelles.....	110
VIII.4.1.5. volume du béton des demi-poteaux.....	110
VIII.4.1.6. volume du béton des poteaux.....	110
VIII.4.1.7. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrin.....	110
VIII.4.1.8. Volume du béton de la ceinture supérieur.....	110
VIII.4.1.9 Volume du béton de la chape inférieure.....	110
VIII.4.1.10. Volume du béton de la chape supérieur.....	110
VIII.4.1.11. détermination des maçonneries.....	111
➤ Maçonneries inférieures.....	111
➤ Maçonneries supérieures.....	111
VIII.4.1.12. Détermination du volume de remblais.....	112
➤ Volume des Remblais des fouilles.....	112
➤ Volume des Remblais des cases.....	112
VIII.5. Les conduites de transfert.....	114
VIII.5.1. LE VOLUME DES DEBLAIS.....	114
❖ La surface des tranchées.....	115
VIII.5.2. Le volume des remblais.....	115
VIII.6. Calculs	116
VIII.6.1. Tronçon :SP1 – SR1.....	116
VIII.6.2. Tronçon SR1 – Galerie.....	117
VIII.6.3. Tronçon Galerie – bassin.....	117
VIII.6.4. Tronçon Bassin – SP2	118
VIII.6.5. Tronçon SP2 – RT1	118
VIII.6.6. Tronçon RT1 – SP3	119
VIII.6.7. Tronçon SP3 – SR2	119
VIII.6.8. Tronçon SR2 – RT2.....	120
VIII.6.9. Tronçon RT2 – Draa Diss.....	120

VIII.7. Détermination du coût total des tra.....	121
VIII.8.Choix des engins	121
➤ Bulldozer.....	121
➤ Niveleuse.....	122
➤ Pelle.....	122
➤ Chargeur.....	123
➤ Compacteur.....	123
➤ Camion malaxeur.....	124
VIII.9.Planification des travaux.....	124
VIII.9.1.Construction du réseau.....	124
VIII.9.2.Détermination du chemin critique.....	125
A) La station de pompage.....	125
B) La pose de conduite.....	127
IX..Sécurité du travail :.....	129
IX.1. Causes des accidents de travail	129
IX.1.1. Facteurs humain.....	129
IX1.2. Facteurs matériel	129
IX.2. Conditions dangereuses.....	129
IX.3. Actions dangereuses.....	130
IX.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	130
IX.4.1. Protection individuelle	130
IX.4.2. Protection collective	130
a)Engin de levage	130
b) Appareillage électrique.....	131
Conclusion.....	131
CONCLUSION GENERALE.....	132

INTRODUCTION GENERALE

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

L'expansion démographique et l'élévation du niveau de la vie ont engendrés une demande en eau potable et d'irrigation sans cesse.

C'est pourquoi l'Algérie déploie d'énormes efforts pour satisfaire cet élément vital, cela nous apparait surtout dans les grands projets des barrages et de transferts tels que le transfert MAO (Mostaganem – Ain-Temouchent – Oron et celui du Ain Salah –Tamanrasset et des projets de dessalement et de traitement des eaux.

Le présent travail consiste à mettre en oeuvre un système de transfert à partir du barrage de Tabellout (w. Jijel) vers le barrage de Draa-Diss situé à El Eulma, dont le but est de consolider le développement social et économique de toute la région à travers l'alimentation en eau potable de la population et l'extension de l'irrigation sur une large superficie.

Notre étude débutera à partir de la première station de pompage qui est intégrée dans le corps du barrage.

Nous allons étudier ce projet en se basant sur les principales parties qui suivent :

- Etude de reconnaissance de la zone d'étude.
- Choix du tracé de l'adduction.
- Choix de type de l'adduction.
- Construction des ouvrages de stockage et de protection.
- Choix des pompes de refoulement.
- Etude technico-économique du projet en minimisant le cout le plus possible.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
LA REGION D'ETUDE

Introduction :

Le but de ce chapitre est de mettre en évidence la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, climatologique, géologique et cela est nécessaire pour tout projet de transfert d'eau.

I.1.Situation géographique :

Notre zone d'étude est située entre le barrage de Tabellout et Draa Diss dont :

- Le site de Tabellout est localisé à quelques 7,5 kilomètres (à vol d'oiseau) au sud-est de la commune de Texenna. L'accès au site se fait aisément depuis Texenna par la route CW2 qui relie Jijel au nord à Fedj'M'Zala au sud.
- La retenue d'arrivée appelée Draa Diss, située à Tachouda (à proximité de la ville d'El Eulma) où elle est limitée :
 - Au nord par la wilaya de Jijel.
 - A l'est par la wilaya de Constantine.
 - A l'ouest par la wilaya de Sétif

La distance à vol d'oiseau entre les retenues de Tabellout et Draa Diss est de l'ordre de 40 km, pour une dénivelée voisine de 620 mètres.

 Retenue existante

 retenue à créer



Figure. I.1. carte de situation des ouvrages.

I.2.Situation topographique :

Il s'agit d'une région constituée de hauts plateaux à une altitude moyenne de 970 m entourée de montagnes assez élevées.

Le relief de la région est peu tourmenté et les conditions topographiques présentent certaines difficultés pour la réalisation de certains ouvrages.

I.3.Situation climatologique :**I.3.1.Altitudes :**

Elles sont globalement comprises entre 300 et 1 300 mètres.

I.3.2.Température :

L'analyse des températures a été effectuée à partir de deux stations : celle de Sétif et celle du barrage de Ain Zada, situé à proximité de Sétif.

Tableau I.1 température mensuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne Sétif	5	6	8	12	16	21	25	24	20	15	9	6
Moy. A.Zada	6	7	10	12	18	22	26	26	22	17	11	8
Max Sétif	9	11	13	17	22	29	33	33	27	21	15	10
Max A.Zada	11	12	15	17	24	29	33	32	28	22	16	12
min Sétif	0,3	1	3	5	9	13	17	17	14	9	4	1
min A.Zada	2	2	5	6	11	15	18	19	16	11	6	3
Jours de gel	15	11	8	5	1	0	0	0	0	1	4	13
Jours sirocco	0	0	0	1	1	2	3	2	2	1	0	0

Source : ANBT

I.3.3.Précipitations :

- Précipitations moyennes annuelles comprises entre 200 et 560 mm par an, c'est-à-dire très faibles. Pour la ville d'EL EULMA, la moyenne sur 1914-78 est de 375 mm. Pour la ville de SETIF la moyenne sur 40 ans est de 448 mm.
- Gradient de diminution en allant du nord vers le sud de la région :
- Région de SETIF : 448 mm (observations > 40 ans) avec un maximum à 1024 mm et un minimum à 235 mm
- Région de GUELLAL : 346 mm (observations entre 25 et 40 ans)
- 50% des précipitations ont lieu en automne/hiver, majoritairement sous forme de pluies et seulement 10% en été :

Tableau I.2. Répartition en % des précipitations durant l'année à EL EULMA

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
12	10	9	10	11	6	2	3	8	9	9	11

Source : ANBT

Les précipitations annuelles sur les régions de Sétif et El Eulma se répartissent de la manière suivante :

Tableau I.3. précipitation annuelle sur la région de Sétif et El Eulma :

Précipitations en mm													
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
Sétif 1856-1991	46,9	41,0	45,8	45,0	47,9	25,7	8,2	16,6	31,9	36,3	36,9	48,3	430,5
El Eulma 1914-1978	45,8	39,5	34,7	37,4	41,4	23,7	7,5	12,8	29,4	28,7	35,0	42,9	378,8

Source : ANBT

Tableau I.4. Répartition du nombre de jours de pluie par an à SETIF

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
12	10	10	9	8	6	3	4	4	8	11	12	97

La chaîne des Babors arrête la plupart des précipitations venant de la Méditerranée.

La région de SETIF – EL EULMA subit un climat semi-aride même si la région connaît quelques pluies d'été, notamment sous forme d'orages brefs.

I.3.4.Évaporation :

L'évaporation totale annuelle à SETIF est de 1400 mm, l'évaporation journalière moyenne à SETIF est la suivante :

Tableau I.5. Évaporation journalière moyenne à Sétif

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
moy	0,6	1,2	2,5	3,0	4,2	6,5	6,5	8,5	5,4	2,8	1,9	1,1

Source : ANBT

I.3.5.Humidité :

Le tableau ci-dessous exprime l'humidité relative dans la région du projet, en pourcentage, en moyenne puis en variation journalière à trois moments de la journée : 7 heures, 13 h et 19 h correspondant aux valeurs de l'ancienne station ; la dernière ligne correspond aux moyennes (1981-1996) d'après ONM (Office National de la Météorologie)

Tableau I.6. Humidité relative dans la région du projet :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
moy	75	71	63	54	55	47	38	38	51	62	72	77
7 h	86	86	78	70	69	64	56	56	72	80	83	88
13 h	66	57	52	40	43	34	26	26	36	47	65	66
19 h	73	69	58	52	52	44	33	34	46	60	69	76
Moy ONM	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79

Source : ANBT

I.3.6. Direction du vent :

La fréquence de la direction du vent sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.7. *Fréquence de la direction du vent exprimée en %*

(Station de SETIF).

Direction Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
N	13	11	11	13	13	12	13	11	11	11	10	11
NE	17	13	14	16	34	36	33	29	29	22	12	9
E	2	2	4	5	9	8	8	7	7	5	3	1
SE	2	2	2	2	4	4	3	4	4	3	3	1
S	3	5	7	6	4	5	4	6	6	5	5	3
SO	9	11	14	13	10	9	10	11	11	12	12	9
O	19	20	18	17	8	9	9	11	11	15	20	25
SO	35	36	30	28	18	17	20	21	21	27	35	41

Source : ANBT

Les vents dominants sont de secteur nord. Leur vitesse moyenne mensuelle proche de 3 m/s, est sans grande variation d'un mois sur l'autre.

Le maximum observé, en novembre, a dépassé 36 m/s soit 130 km/h.

I.3.7. Nombre de jours de sirocco :

Le nombre de jours de sirocco est donné par le tableau suivant :

Tableau I.8. *nombre de jours de sirocco :*

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	0	1	2	1	2	3	2	2	1	1	0

Source : ANBT

Commentaire : le vent chaud et sec du Sahara souffle en moyenne entre 12/15 jours par an à Sétif, contre 27 sur la côte à BEJAIA.

I.4. Situation géologique et géotechnique :**I.4.1. Cadre géographique :**

La région concernant les projets de transfert (Sétif Hodna) est bordée au nord par l'Atlas Tellien ou Tell, vaste chaîne de montagnes grossièrement orientée Est-Ouest qui court sur l'ensemble du nord de l'Algérie.

Le Tell est représenté ici par le Massif des Babors, culminant au Djebel Babor (2004 m). Une deuxième ligne de hauteurs culminant au Djebel Mégriss (1737 m) sépare les Babors au nord des Hautes Plaines Sétifiennes au Sud. Entre ces deux lignes de crêtes la dépression centrale est occupée par la retenue d'Irhil Emda.

Vers l'Est, l'Oued El Kebir s'écoule entre les monts des Babors (1238 m au Djebel Terker Aouedj) au Nord et les Djebel Medjounès (1461 m) et le Djebel Chouf Aïssa Ben Zir (1452 m) au Sud de Djemila.

Les hautes Plaines correspondent à des vastes plateaux organisés à une altitude variant de 950 m à l'Ouest jusqu'à 750 m à l'Est. La bordure méridionale de cette zone est accidentée de reliefs isolés, dont le Djebel Youssef (1442 m) et le Djebel Taffourer (1449 m).

Plus au Sud se rencontrent les premiers contreforts des Monts Hodna culminant au Kef el Hammam à 1875 m.

I.4.2. Cadre structural :

Du point de vue structural, la région est marquée par un empilement de nappes à vergence Sud dont les contacts de base sont subhorizontaux, tout au moins dans leur zone d'affleurement.

Les nappes les plus récentes sont celles provenant des zones les plus internes de la chaîne tellienne. Elles recouvrent les unités plus anciennes, provenant de zones plus externes. Ainsi, les points hauts sont généralement constitués des nappes mises en place récemment et contenant le matériel le plus récent.

Cette tectonique de nappe est extrêmement complexe et diverses classifications et interprétations sont proposées.

D'une manière schématique, le soubassement de la région concernée par les projets est constitué par la nappe de Djemila, vaste unité plissée formée de terrains carbonatés d'âges mésozoïque et cénozoïque. Elle constitue les cuvettes des retenues de l'Irhil Emda, d'El Fataha, de Mahouane et de l'Oued Arba.

I.4.3. Cadre hydrogéologique :

La superposition de formations calcaires très fracturées et de niveaux argileux imperméables est propice à la formation de nappes perchées. C'est par exemple le cas pour le Dj. Medjounès, où des sources sont connues au pied des masses calcaires qui le composent.

Le Dj. Mégriss, dont la partie supérieure formée par les flyschs numidiens présente des alternances grés-argileuses, montre également quelques sources au contact argiles/grés.

Les sources sont plus abondantes le long des failles qui morcellent les masses calcaires. Certaines sources sont des sources chaudes, principalement sur les failles N40°E.

I.5. Sismicité :

Les études réalisées en 2000 pour l'ensemble des sites de barrage du projet de transfert Sétif Hodna avait conduit pour le site de Tabellout au séisme de référence :

Tableau I.9. Caractéristiques du séisme de référence de Tabellout :

Séisme de référence	21/08/1956
Intensité épacentrale I_0	VIII MSK
Magnitude M	5,54
Profondeur h	11 km
Distance à l'épicentre - D	0 km
Intensité induite sur le site - I_s	VIII MSK
Accélération maximale au sol	0,20 g

Une récente étude sismique entreprise dans l'étude du barrage de Boussiaba a confirmé les caractéristiques de ce séisme.

I.6.HYDROLOGIE**I.6.1.LES APPORTS**

Les résultats des apports annuels sur 48 ans aux sites des barrages sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau I.10. Apports moyens annuels sur 48 ans aux sites des barrages

Site de barrage	Bassin (km²)	Pa (mm)	Ea (mm)	Apports annuels en hm³ générés sur 48 ans	Apports annuels en hm³ sur la période 77/97
Erraguène	133	1520	567	75,4	69,1
Tabellout - BV intermédiaire	269	1300	484	130,1	113,4
<i>Tabellout – BV total</i>	<i>402</i>	<i>---</i>	<i>---</i>	<i>205,5</i>	<i>182,5</i>
Draa Diss	22,4	460	68	1,5	1,5

Source : ANBT

Remarque : pour le site de Tabellout, ont été mentionnés, pour mémoire, les apports totaux du bassin versant de l'oued Djendjene

Pour le site de Tabellout, les apports naturels se distribuent comme suit :

Tableau I.11. Répartition mensuelle des apports moyens au barrage de Tabellout

	TABELLOUT (BV intermédiaire)	TABELLOUT (BV total)
	<i>en m³/s</i>	<i>en m³/s</i>
SEP	0,39	0,57
OCT	1,22	2,12
NOV	3,73	5,64
DEC	8,17	13,93
JAN	8,86	13,55
FEV	9,21	15,00
MAR	10,40	15,01
AVR	5,22	8,69
MAI	1,38	2,29
JUIN	0,51	0,89
JUIL	0,35	0,48
AOUT	0,28	0,43

Source : ANBT

Conclusion

On constate que du point de vue topographique, le terrain représente une irrégularité très importante ce qui nous oblige de choisir plusieurs types d'adduction gravitaire et par refoulement et de construire des réservoirs de relais.

CHAPITRE II :
ETUDE DES DONNEES DE
BASE

Introduction :

Dans ce présent chapitre, nous allons donner un aperçu général sur les données hydrologiques et les caractéristiques générales du barrage de transfert.

II. 1.série pluviométrique :

La pluie maximale journalière des périodes d'observation est donnée par les tableaux suivants :

Tableau II.1. *Pluie maximale journalière de période d'observation de 1914-1956 (mm)*

Année/mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv	Fév.	Mar	Avri	Mai	Juin	Juil.	Aout
1914	15.2	45.8	20.5	33.3	27.6	15.3	40.3	35.6	25.6	45.4	5.6	10.1
1915	15.1	45.3	30.9	75.2	35.6	90.5	20.2	25.8	20.3	75.6	5.1	0.5
1916	45.4	15.3	70.5	10.8	30.2	35.6	30.6	15.1	25.5	25.6	0	0
1917	0	15.7	40.6	55	35.4	25.5	35.5	20.5	35.7	50.6	6.12	0
1918	25.4	50.5	43.3	35.6	78.5	48	53.9	37	26	17	1	0
1919	7	23	24	35	60	36	50	45	11	0	0	0
1920	16	48	55	23	92	51	49.5	35.5	21.5	21.7	5.5	12.5
1921	21	90	42	43	67	72.2	7	13.3	18	2.5	1	3.6
1922	34.5	35.1	55.3	49	51	22.4	47	28.2	18	41.2	0	3
1923	45	43.4	27	35	26.5	42	19.8	18.4	10	5	0	0
1924	5	10	60.5	45	9	22	20.5	58.5	44.5	5.3	8	9
1925	45	54.5	48.8	28.5	32	35.5	19.5	70.6	43	11.6	12.2	4.2
1926	30.5	0.2	62.9	61.6	93.4	36.8	59.8	41.9	46.8	22.5	0	0
1927	43.5	23.7	27.5	89.8	92.3	121.8	92.7	55.7	38.5	0	0	0
1928	25.7	22	45.99	83.6	49.5	81	74.5	6.5	76	16.5	19	0
1929	11	89	39.5	37	19.4	41.5	16.5	42	46	12.4	3.2	11.6
1930	44.3	58.7	6.9	159.8	39	42	20	46	36.7	0	0	0
1931	33.2	28	40.9	119	41.7	35.9	24	39	9.3	12.7	1.5	4.5
1932	68.3	70.7	66.3	16.5	70	56.7	92	15.8	13.5	8.5	0	0
1933	19.5	16.3	51.6	61.3	62.8	51.3	24.7	32	18.2	15.8	0	11
1934	18.4	30.9	45	30.5	47	37.8	58	73.5	18.2	3	11.5	22.5
1935	9	50	45	55	22.3	54.5	20.5	40.7	75.5	12	23.5	59.5
1936	26.2	62	133	16.8	47.5	46.4	35.5	25.7	48	11.5	0	0.5

Suite du tableau II.1

1937	20.3	12	81.7	55.5	38.7	41.6	6	61.8	13	11.4	10	20.8
1938	21	11	23.5	58.5	18.1	70.5	35.5	72.8	38	5	0	39.5
1939	9.5	47	64.6	40	61	32	37.5	22.5	8.5	20.3	0	16
1940	12.1	44.5	45.5	34.9	30.4	41.5	23	26.3	21.5	6.5	0	5.5
1941	28	20.7	27.6	51.5	55	79.5	51.8	13.5	6	6	11	5.2
1942	37.5	13	45.7	57	19.5	29	60	20	29.8	21	5	0.5
1943	17.2	30.9	32.5	40.7	40.5	40.5	37.5	33.5	8	6	0	3.5
1944	47.6	53	39.4	62.5	48	7.5	21.8	11	11.5	8.1	14.7	1.5
1945	30.5	6	25.5	76	52.5	41.8	28.8	21	47	22.7	0	0
1946	7.8	55.9	43.4	78	34	40.4	18	46	36.4	0	8	5
1947	25.5	39	39	55	45	13.8	25	29.4	51.6	15.8	39	0
1948	10.5	49.4	45.5	26.9	111	49	57	39	21.7	4.2	6	3
1949	1	31.4	43.7	13.8	61	30	61.5	70.4	17.5	0	0	3.5
1950	22	27.7	18.5	36.5	47.7	28.9	19.9	15.9	12	2.2	7.5	51
1951	52.8	60	20	63.7	55	40.2	49.5	76.5	20.5	4	14	7.3
1952	18	34.1	50	46	43	22.7	14.6	45.5	35.6	29.4	4	35
1953	9.6	45.8	47.147	45.5	32.5	52.5	67	82	19.9	36	1.5	10.5
1954	10.9	43	48.5	70	29	41.3	44	37.4	27.8	18.3	0	21.5
1955	84.2	46.5	56.3	42	24.7	60.8	53.8	34.4	18.1	6.5	2.3	7.4
1956	15	33	52	90	40.5	0	11.5	40.2	15.4	21.4	31	6.2
SOMME	1085.2	1632	1933.0	2243.3	2017	1865.2	1636	1621	1186	661	257	395.4

Tableau II.2. Pluie maximale journalière de période d'observation de 1999-2009 (mm)

Année/ mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
1999	28.6	18.7	27.4	80	32.8	14.2	16.4	15	54.2	24	0	24
2000	5.9	45.2	49.4	35.7	96.4	29.7	13	42.3	29.5	0	0	10.8
2001	20.1	14.8	27.6	42.5	59.5	55.7	18.7	60.8	16	1.3	59.6	43.5
2002	35.6	21.2	115.5	117.7	79.2	36.5	28.2	86.4	41.4	0	0	0
2003	34.8	24.6	26.4	100.7	43	31	23.5	49.2	27.3	52.6	0	3.5
2004	38.2	18.1	103.2	45.4	34.5	27.8	31.4	50.8	13.8	0	0	8
2005	7.1	8.6	37.5	50.3	34.6	84.4	34	29.3	71	0	0	0
2006	17.9	18.2	20.4	85.2	16.5	68.6	98.7	26.4	0	26.9	0	0
2007	47.4	59.4	90.8	112	13.8	114.2	142.6	62.8	37.9	0	0	0
2008	65.7	25.1	63	56	165	49.1	86.9	34.1	53.4	0	0	16.5
2009	140	41	36.7	48.5	56.1	25.5	45.1	30.6	48.5	14	5.6	0

Source : ANRH

II.2. Apports annuels :**Tableau II.3. Apports annuels ($H m^3$)**

<i>Année/mois</i>	<i>Sept</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Dec</i>	<i>Janv</i>	<i>Fevr</i>	<i>Mars</i>	<i>avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Aout</i>	<i>Année</i>
1972/1973	1.62	6.16	0.82	27.94	65.16	61.07	96.10	41.81	6.22	5.80	1.61	0.95	315.3
1973/1974	13.04	3.02	2.42	16.11	12.06	34.04	46.82	31.03	7.02	2.16	1.45	1.05	170.2
1974/1975	1.18	7.26	14.96	11.59	6.937	30.18	25.30	8.03	8.48	1.69	0.79	0.91	117.3
1975/1976	0.84	0.65	10.16	13.5	9.05	45.96	57.02	15.58	13.18	3.87	1.92	1.31	173
1976/1977	1.92	11.36	25.56	33.67	21.46	7.771	4.23	19.42	6.40	1.95	1.21	0.97	135.9
1977/1978	0.78	0.98	2.95	0.836	17.03	27.78	13.15	35.28	3.95	1.80	3.09	3.46	111.1
1978/1979	2.39	2.70	5.05	11.15	6.135	33.66	36.82	50.73	5.72	1.91	1.21	0.84	158.3
1979/1980	1.61	2.36	23.34	13.08	25.08	11.35	70.96	23.46	25.19	4.26	1.39	0.74	202.8
1980/1981	0.55	3.86	9.67	90.96	34.41	29.04	19.92	12.52	2.25	0.58	0.55	0.97	205.3
1981/1982	0.57	0.77	1.16	12.8	39.41	49.58	47.17	4.984	2.79	0.55	0.55	0.55	160.9
1982/1983	0.53	9.26	16.99	39.78	14.53	4.049	37.89	9.209	2.74	0.37	0.15	0.06	135.6
1983/1984	0.09	1.13	11.84	10.73	26.55	117.9	42.59	20.04	6.63	1.69	1.65	0.88	241.7
1984/1985	0.60	53.70	12.48	123.4	128	45.74	143.50	19.07	2.82	2.11	0.61	0.55	532.6
1985/1986	0.98	0.62	2.23	7.947	45.55	24.53	26.02	5.124	2.08	0.69	0.25	0.44	116.5
1986/1987	0.33	4.73	17.32	35.33	27.56	62.24	9.71	10.12	1.31	0.19	0.90	1.00	170.7
1987/1988	0.94	3.54	3.45	2.682	15	5.556	32.22	2.742	2.52	1.37	1.55	0.32	71.9
1988/1989	1.27	1.04	1.59	40.98	15.47	19.12	32.33	16.32	6.40	0.69	0.53	0.72	136.4
1989/1990	1.42	4.10	3.14	2.156	8.471	2.012	2.76	2.742	4.18	2.04	1.07	0.80	34.9
1990/1991	0.74	1.34	27.44	56.57	16.17	22.45	21.01	9.98	10.87	2.51	1.59	1.34	172
1991/1992	1.06	4.55	3.42	2.594	7.898	4.964	6.27	50.28	7.17	2.86	2.17	1.46	94.7

II.3. débits annuels :

Les débits maximums et minimums annuels sont donnés par les tableaux suivants :

II.3.1. Débits maximums annuels :**Tableau II.4. Débits maximums annuels : (m^3/s)**

<i>Année/mois</i>	<i>Sept</i>	<i>Oct.</i>	<i>Nov.</i>	<i>Déc.</i>	<i>Janv.</i>	<i>Févr.</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Aout</i>	<i>Année</i>
1972/1973	52.577	40.97	0.804	80.41	224.9	81.63	206.5	166	4.596	116	0.832	0.74	224.9
1973/1974	902.8	27	10.43	72.4	87.31	248.9	371.2	210	12.96	1.12	0.746	0.43	902.8
1974/1975	10.2	154	79.43	120	64	395.8	148	4.87	250.9	0.968	0.375	2.776	395.8
1975/1976	1.784	0.375	64.55	55.95	18.36	531.5	258.8	69.8	261	6.31	35.4	7.855	531.5
1976/1977	48.25	157	157	327.6	125.6	30.66	5.77	73.44	47.77	8.466	3.59	1.115	327.6
1977/1978	0.302	0.878	22.22	0.452	98.5	108.4	76	182.5	2.07	1.05	20.4	2.5	182.5
1978/1979	2.5	14.64	47.9	44	36.75	167.5	163	209.8	4.85	1.052	0.54	0.4	209.8
1979/1980	15	12.6	81.25	129.2	131.6	147	455	72	53.6	4.36	0.65	0.28	455
1980/1981	0.23	17.38	86	359.2	34.26	48	257.2	96.8	1.59	0.305	0.205	1.115	359.2
1981/1982	0.23	7	8.32	59	170.5	68	163	9.64	27.04	0.28	0.205	0.205	170.5
1982/1983	0.205	108.9	83	102.3	13.6	3.4	141.8	9.2	20.8	0.205	0.142	0.049	141.8
1983/1984	0.085	0.89	46	11.84	29.08	496	59	22	4.36	0.65	0.65	0.512	496
1984/1985	0.23	141.8	7	776	452.5	44	552.5	19	2.1	14.68	0.255	0.205	776
1985/1986	7.44	0.255	2.1	22.6	190	47	50	3.4	1.42	0.374	0.23	0.205	190
1986/1987	0.374	23.8	110	99	46	88	23.8	19	2.1	0.374	0.425	0.425	110
1987/1988	0.385	50	50	107.8	71	22.6	136.6	6.152	6.6	2.812	3.164	0.141	136.6
1988/1989	5.704	0.535	4.584	160	72	89.1	160	70		0.784	0.425	1.624	160
1989/1990	2.46	10.38	3.544	0.952	35.08	1.372	2.318	2.812	12.28	1.036	0.535	0.425	35.08
1990/1991	0.305	0.952	253.4	223	19	38.36	78	29.08	92.4	1.892	1.036	0.645	253.4
1991/1992	0.48	50	22.6	7.28	19	13.04	11.52	193.3	147	6.6	2.034	0.645	193.3

Source : ANRH

II.3.2.Débits minimums annuels

Tableau II.5.Débits minimums annuels: (m^3/s)

Année/mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1972/1973	0.211	0.276	0.222	0.06	3.73	8.96	6.35	4.134	1.312	0.924	0.58	0.244	0.06
1973/1974	0.05	0.375	0.375	1.56	1.812	2.19	3.098	4.252	1.23	0.658	0.43	0.29	0.05
1974/1975	0.29	0.36	1.432	1.666	1.108	1.432	4.212	2.17	0.876	0.375	0.225	0.225	0.225
1975/1976	0.225	0.225	0.225	1.432	1.54	3.33	2.17	2.76	1.912	0.746	0.22	0.15	0.15
1976/1977	0.08	0.29	1.216	1.324	2.64	1.812	0.834	1.806	0.84	0.41	0.28	0.234	0.08
1977/1978	0.302	0.264	0.264	0.226	0.226	1.64	0.792	1.984	0.964	0	0.34	0.302	0
1978/1979	0.34	0.09	0.226	0.62	0.792	0.792	1.94	0	1.052	0.54	0.375	0.239	0
1979/1980	0.276	0.375	0.475	1.22	2.364	1.22	1.052	2.62	3.4	0.65	0.443	0.255	0.255
1980/1981	0.205	0.255	0.374	4.36	2.88	3.14	1.13	1.76	0.28	0.205	0.205	0.234	0.205
1981/1982	0.205	0.205	0.205	0.512	0.512	6.6	2.1	0.65	0.205	0.205	0.205	0.205	0.205
1982/1983	0.205	0.205	0.205	0.512	2.1	1.01	1.25	1.13	0.205	0.073	0.005	0.005	0.005
1983/1984	0.025	0.23	0.305	1.25	1.01	5	6.2	4.36	0.65	0.65	0.512	0.305	0.025
1984/1985	0.23	0.305	3.4	4.36	22	9.2	5	1.25	0.65	0.255	0.205	0.205	0.205
1985/1986	0.205	0.205	0.23	0.512	2.88	3.4	3.14	1.25	0.305	0.104	0.073	0.123	0.073
1986/1987	0.073	0.073	0.305	0.305	5	4.68	0.65	0.65	0.205	0.025	0.025	0.305	0.025
1987/1988	0.345	0.345	0.385	0.345	1.246	0.425	1.246	0.535	0.59	0.385	0.141	0.096	0.096
1988/1989	0.12	0.265	0.305	0.535	0.952	0.868	1.246	1.624		0.12	0.12	0.204	0.12
1989/1990	0.265	0.425	0.59	0.645	1.246	0.535	0.535	0.7	0.645	0.535	0.265	0.204	0.204
1990/1991	0.225	0.265	0.345	0.868	2.176	3.748	2.176	1.246	0.784	0.645	0.425	0.425	0.225
1991/1992	0.345	0.48	0.645	0.7	0.784	0.868	0.868	1.246	0.7	0.7	0.535	0.425	0.345

Source : ANRH

II.4. Fiche synoptique du barrage de Tabellout et de ses ouvrages annexes :

HYDROLOGIE		
Nom du cours d'eau (Oued)		Oued DJENDJENE
Superficie du bassin versant incluant celui du barrage existant d'Erraguène situé en amont de Tabellout (133 km ²)	km ²	402
Apports annuels (série de 48 années)	hm ³	205,5
Débit réservé égal au 1/40 du module annuel	l/s	160
Volume moyen annuel satisfait pour irrigation et eau potable	hm ³	189 ⁽¹⁾
Crues extrêmes de projet - Débits de pointe		
• T = 10 ans (crue de chantier)	m ³ /s	846
• T = 50 ans	m ³ /s	1242
• T = 100 ans	m ³ /s	1407
• T = 1 000 ans (crue de projet)	m ³ /s	1953
• T = 10 000 ans	m ³ /s	2500
• Crue maximale probable (CMP)	m ³ /s	2620
Volume de la crue de projet (1 000 ans)	hm ³	62,93
Volume annuel d'envasement	hm ³	1,6

⁽¹⁾ : 189 hm³ transférés depuis la retenue de Tabellout vers la retenue de Draa Diss.

RESERVOIR		
Volume de la tranche morte	hm ³	80
Capacité utile d'exploitation	hm ³	214,40
Capacité totale	hm ³	294,40
Cote du fond de vallée au droit du barrage	NGA	~ 217
Cote de la limite utile d'exploitation (LU)	NGA	276,50
Superficie du plan d'eau à L.U.	ha	675
Cote de la retenue normale (RN)	NGA	324,75
Superficie du plan d'eau à R.N.	ha	798
Cote des plus hautes eaux (PHE)	NGA	329,45
Superficie du plan d'eau à P.H.E.	ha	802

BARRAGE		
Type de barrage		Barrage poids en B.C.R.
Cote de la crête du barrage	NGA	332,00
Longueur de la crête du barrage	m	366
Largeur de la crête du barrage	m	8
Hauteur maximale sur TN / sur fondation	m	115/121
Pente du parement amont		0,1 H / 1V
Pentes du parement aval		0,8 H / 1V
Volume	m ³	1 013 000
dont :		
• Béton compacté au rouleau	m ³	975 400
• Béton traditionnel	m ³	37 600

EVACUATEUR DE CRUES		
Seuil		Libre type «Creager»
Longueur du seuil déversant	m	2 x 22,50 (2 passes)
Crête du seuil	NGA	324,75
Débit laminé sous la cote 329,45 NGA (PHE)	m ³ /s	981 (T=1 000 ans)
Débit laminé sous la cote 330,65 NGA (CMP)	m ³ /s	1 411

Source : ANBT

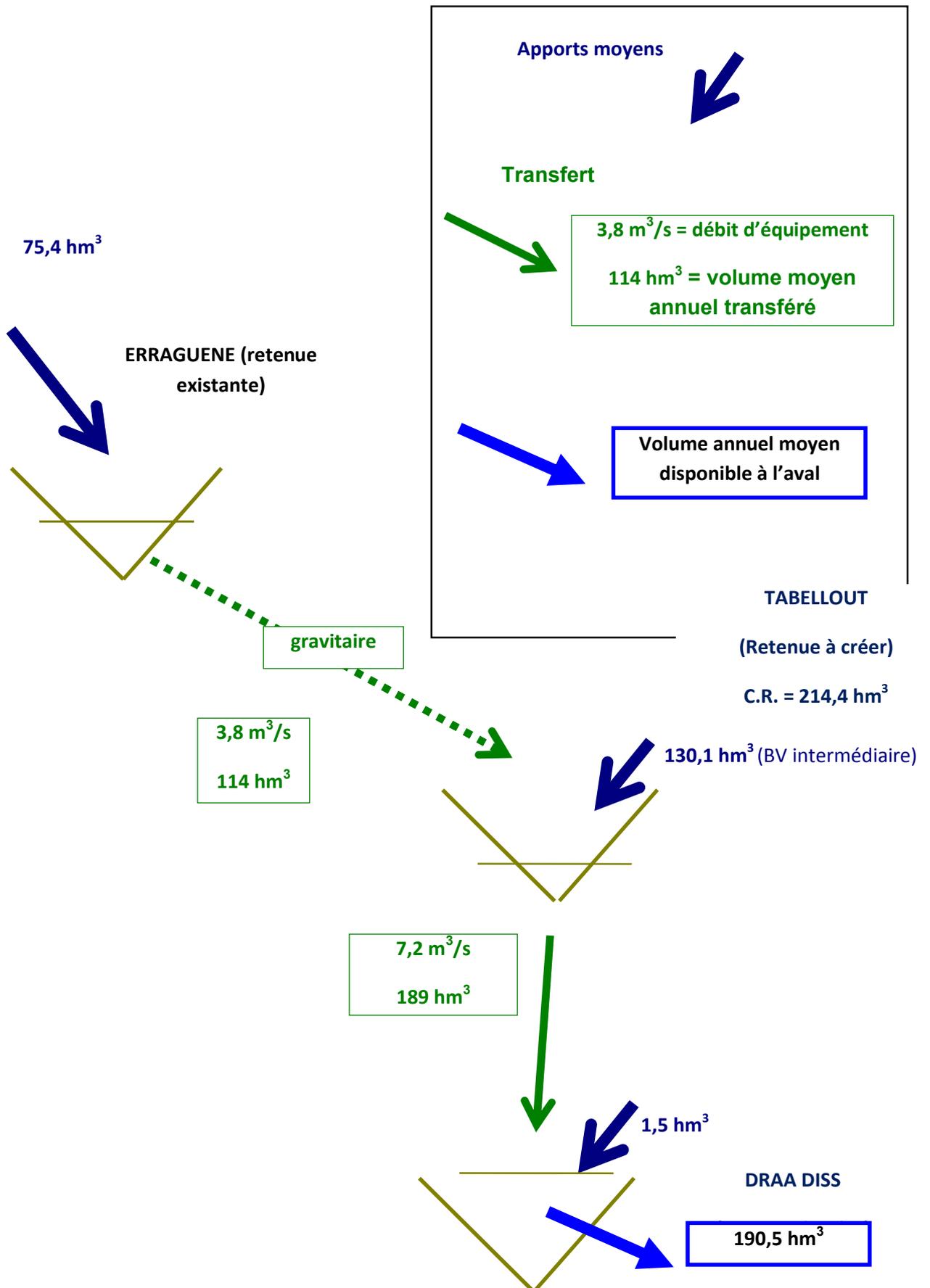


Figure. II.1. Schéma synoptique du transfert

Conclusion

D'après les données hydrologiques sur le barrage de TABELLOUT, on peut conclure que ce dernier peut assurer annuellement un volume de 189 hm^3 avec un débit d'équipement

$$Q_{\text{eq}} = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}.$$

CHAPITRE III

ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction :

Le terme d'adduction peut être défini comme un moyen de transport d'eau, il s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au point d'utilisation ou au réservoir de stockage.

Lorsque les eaux peuvent transitées uniquement par gravité, l'ouvrage d'adduction peut consister:

-Soit en un canal.

-Soit en une conduite forcée, (caractéristiques d'un écoulement sous pression).

Dans le cas contraire, il faudra prévoir des groupes éleveurs refoulant l'eau dans une conduite forcée.

III.1.choix du tracé :

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

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

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

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

Nous proposons deux tracés pour la conduite du transfert :

➤ **1^{er} tracé :**

Entre la station de reprise SR1 et la station de pompage SP2, une galerie 13.42 km traversant les hautes montagnes entre la cote amant 600 NGA et la cote aval 584 NGA

(voire la figure III.1)

➤ **2^{ième} tracé :**

La conduite passera par les hautes montagnes sur une longueur de 28.6 km entre la côte amant 600 NGA et la côte avale 590 NGA (voire la figure III.1)

III.1.1. Etude comparative des deux tracés :**➤ 1^{er} tracé :**

-Excavation : le volume des excavations est : $V = S_{exc} \times L$

tq S_{exc} : surface excavée ; $S_{exc} = 21.88 \text{ m}^2$

L : longueur de la galerie. $L = 13420 \text{ m}$.

Donc : $V = 21.88 \times 13420$

$$= 293629.6 \text{ m}^3$$

-Béton : le volume du béton est :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L$$

$$S_{béton} = S_{totale} - S_1$$

$S_{béton}$: section de béton

L : longueur de la galerie

$$S_{béton} = 21.88 - 14.32$$

$$= 7.56 \text{ m}^2$$

Donc : $V_{béton} = S_{béton} \times L$

$$= 7.56 \times 13420$$

$$= 101455.2 \text{ m}^3$$

Prix unitaires :

Excavation : $1 \text{ m}^3 \longrightarrow 348 \text{ DA}$

Béton armé : $1 \text{ m}^3 \longrightarrow 32000 \text{ DA}$

Prix total approximatif (p) :

$$P = 348 \times 293629.6 + 32000 \times 101455.2$$

$$= \mathbf{3.348.749.501 \text{ DA.}} \quad (\mathbf{3 \text{ milliards et } 348 \text{ millions de dinars}).)$$

➤ **2^{ieme} tracé :**

Nombre de stations de pompage : n = 4 stations.

Nombre de réservoirs tampons : n = 4 réservoirs.

Autres ouvrages : brises charge.

Longueur totale du tracé : l = 28600 m.

Diamètre de la conduite : Ø 2000.

Prix du mètre linéaire de conduite (ml) Ø2000 :

1 ml —————→ 103196 DA

Déblai :

1ml —————→ 1540 DA.

Remblai :

1ml —————→ 14001DA.

Donc le prix total de la conduite est :

$$P = (103196.59 + 1540.48 + 14001.53) \times 28600$$

$$= \mathbf{3.395.923.960 \text{ DA}} \quad (\mathbf{3 \text{ milliards et } 396 \text{ millions de dinars}).$$

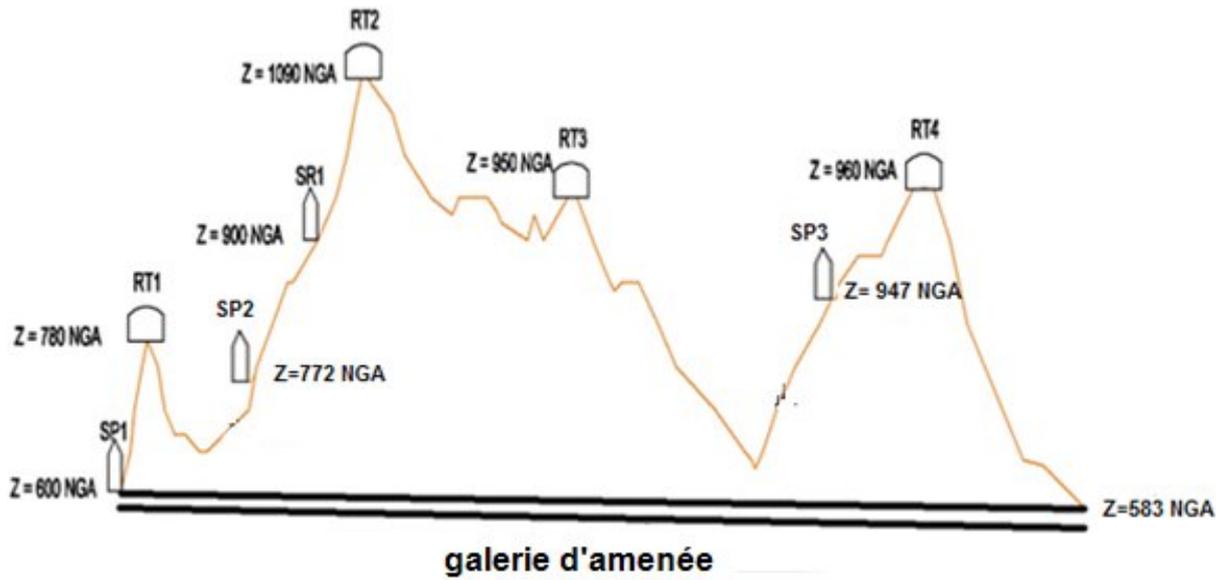


Figure III.1. profile en long de la galerie

Conclusion :

D'après l'étude comparative des deux tracés, nous pouvons conclure que la ²ème variante (sans tenir compte des stations de pompage, de reprise et d'autres travaux) revient excessivement ce qui nous oblige à opter par la première variante.

III.2.Schémas hydraulique :

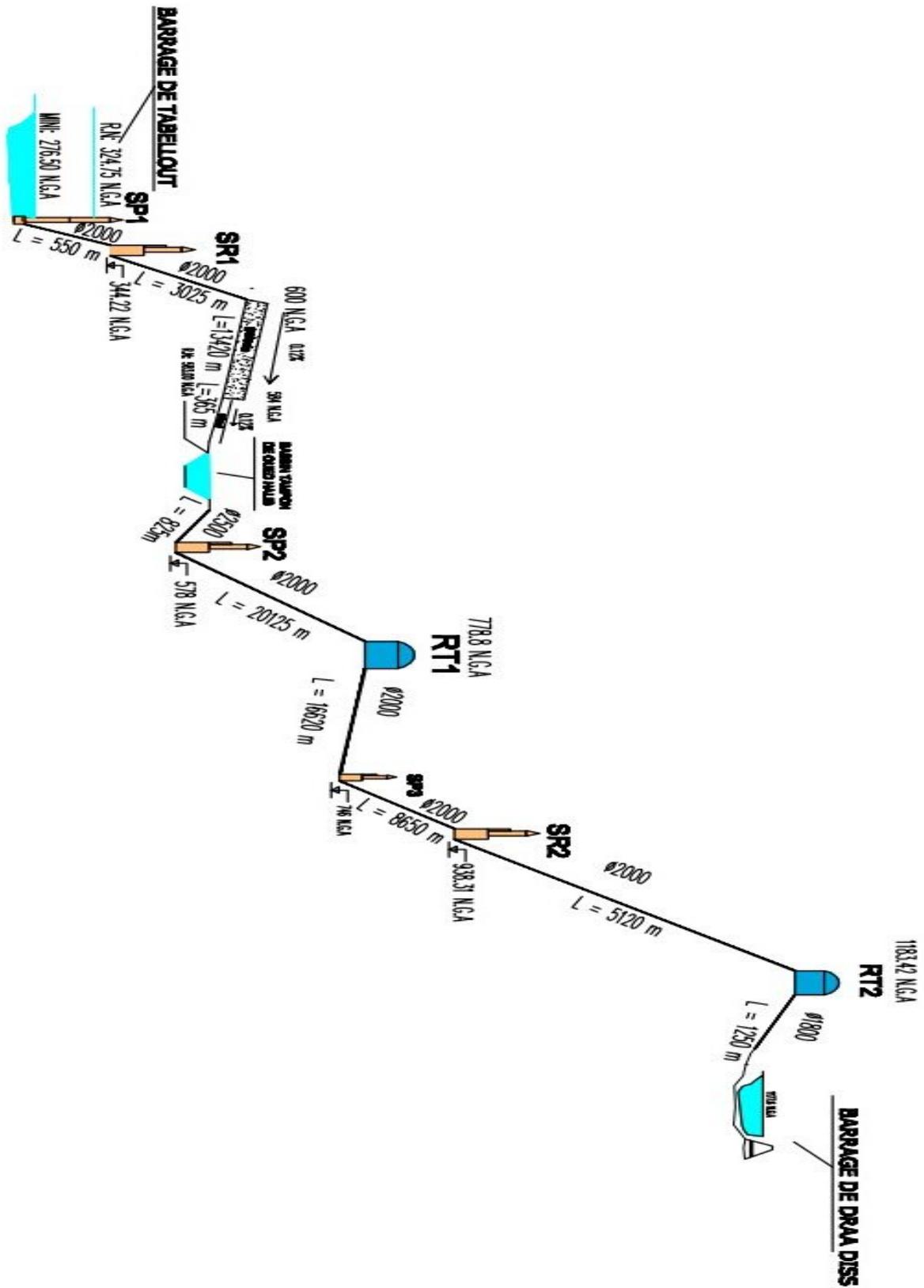


Figure III.2. Schéma hydraulique du transfert

III.3.choix du type du matériau de la canalisation :

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Le choix des différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en acier et cela en raison des avantages qu'elles représentent :

- ✓ Elles absorbent plus de 29% du coup de bélier.
- ✓ elles sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie de transport;
- ✓ leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,..)
- ✓ elles sont plus longues que les conduites en fonte ce qui diminue le nombre des raccords et rend la pose plus rapide.

III.4.Types des adductions :

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

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

III.4.1. 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 cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

-à surface libre (pas en charge).

-en charge (le plus rencontré).

III.4.2. Adduction par refoulement :

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

III.4.3. 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, il s'agit d'une adduction mixte

III.5. caractéristiques générales du transfert :

La topographie du terrain et les contraintes techniques de fonctionnement ont conduit à découper le transfert en cinq tronçons :

-le tronçon 1, entre la station de pompage SP1 (à l'intérieur de la retenue de Tabellout) et l'entrée de la galerie, en canalisation sous pression, Le tronçon se décompose en deux parties : de SP1, situé dans la retenue de Tabellout, à SR1 placé en bordure de la retenue (L=550m) de SR1 à l'entrée de la galerie (l=3025 m).

-le tronçon 2, en galerie à écoulement gravitaire jusqu'au bassin tampon en bordure de L'Oued Halib.

Bassin tampon de Oued Halib - SP2 : l= 825 m

-le tronçon 3, entre la station SP2 et la station de pompage SP3 (conduite en charge), La longueur importante de ce tronçon et son profil en long avec de nombreux points hauts nécessite l'implantation d'un bassin d'équilibre dénommé RT1.

SP2 - RT1 : l= 20125 m

RT1 - SR2 : l= 16620 m

-le tronçon 4, entre la station de pompage SP3 et la station de reprise SR2 (conduite en charge), L = 8650 m

-le tronçon 5, entre la station de reprise SR2 et la retenue de Draa Diss (conduite en Charge, puis gravitaire). Il se décompose en deux secteurs délimités par le point le plus haut du tracé où est situé un bassin d'équilibre dénommé RT2

SR2 - RT2 : l= 5120 m.

RT2 - DRAA DISS : l= 1250 m.

III.6.calcul des diamètres économiques des conduites en refoulement :[1][2]

Pour le calcul de ces diamètres, nous allons faire une étude technico-économique.

III.6.1.calcul des pertes de charge :

III.6.1.1.pertes de charge linéaires (ΔH_l) :

Les pertes de charge pour un tronçon donné dépendent de :

- diamètre D de la conduite en (m);
- débit Q en (m^3/s);
- la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I \times L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III-1})$$

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I:gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

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

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

R_e : nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III-4})$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 \times t + 0,000221 \times t^2)} \quad (\text{III-5})$$

t: température de l'eau en degré;

À $t = 10^\circ\text{C}$: $\nu = 1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

III.6.1.2. pertes de charge singulières (ΔH_s) :

Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_l \quad (\text{III-6})$$

III.6.1.3. pertes de charge totales (ΔH_t) :

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 \times \Delta H_l \\ &\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{III-7})$$

III.6.2. calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III-8})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

III.6.3. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (\text{III-9})$$

η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

ρ : Masse volumique (Kg/m^3)

III.6.4. Energie consommée par la pompe :

$$E = P \times t \times 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{III-10})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 20\text{h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

III.6.5. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E \times e \quad [DA] \quad (III-11)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw/ h))

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

III.6.6. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{amort} = P_{rc} \times A \quad [DA] \quad (III-12)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III-13)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

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

III.6.7.Détermination des diamètres économiques :**III.6.7.1.Tronçon :SP1 – SR1 :**

Tableau III.1. Calcul de la HMT :

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
350	74.87	20004306.48	0.01893	15.46	550	9777.94	9829.69
400	57.32	17503768.17	0.01835	7.68	550	4860.31	4912.06
800	14.33	8751884.086	0.01575	0.21	550	130.32	182.07
1000	9.17	7001507.269	0.01505	0.064	550	40.81	92.56
1800	2.83	3889726.261	0.01354	0.003	550	1.94	53.69
2000	2.29	3500753.634	0.01333	0.0018	550	1.13	52.88
2500	1.47	2800602.908	0.01294	0.00057	550	0.36	52.11

Tableau III.2. Calcul des frais d'amortissement :

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
350	10715	550	523320
400	11868	550	579620
800	30095	550	1469871
1000	35162	550	1717316
1800	90993	550	4444129
2000	103196	550	5040121
2500	164179	550	8018525

Tableau III.3. Calcul des frais d'exploitation :

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
350	1113502	8017217728	37440406792
400	556435	4006336480	18709591360
800	20625	148500268	693496254
1000	10485	75495606	352564483
1800	6082	43793421	204515277
2000	5990	43129352	201414075
2500	5903	42501051	198479911

Tableau III.4. Bilan :

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exploit} (DA)	Bilan (DA)
350	2219181	74508732730	37440930112
400	2457929	37604116576	18710170981
800	6233110	1833084002	694966125
1000	7282420	1142266761	354281800
1800	21664366	838510330	208959406
2000	25872866	831977962	206454196
2500	34003210	825728372	206498436

D'après le bilan, le diamètre économique du tronçon SP1 – SR1 est :

D = 2000 mm

III.6.7.2. Tronçon SR1 – galerie :

Tableau III.5. Calcul de la HMT :

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
350	74.87	20004306	0.01893	15.459	3025	53778.70	53994.70
400	57.32	17503768	0.01835	7.684	3025	26731.71	26947.71
800	14.33	8751884	0.01575	0.206	3025	716.77	932.77
1000	9.17	7001507	0.01505	0.064	3025	224.47	440.47
1800	2.83	3889726	0.01354	0.0030	3025	10.69	226.69
2000	2.29	3500753	0.01333	0.00179	3025	6.21	222.21
2500	1.47	2800603	0.01294	0.00057	3025	1.97	217.98

Tableau III.6. Calcul des frais d'amortissement :

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
350	10715	3025	2878260
400	11868	3025	3187915
800	30095	3025	8084293
1000	35162	3025	9445240
1800	90993	3025	24442708
2000	103196	3025	27720668
2500	164179	3025	44101889

Tableau III.7. Calcul des frais d'exploitation :

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
350	6116489	44038726132	2.05661E+11
400	3052622	21978879264	1.02641E+11
800	105664	760780103	3552843081
1000	49896	359254463	1677718343
1800	25679	184892443	863447709
2000	25172	181240063	846391095
2500	24692	177784410	830253196

Tableau III.8. Bilan :

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exploit} (DA)	Bilan (DA)
350	2219181	74508732730	2.05664E+11
400	2457929	37604116576	1.02645E+11
800	6233110	1833084002	3560927374
1000	7282420	1142266761	1687163583
1800	21664366	838510330	887890418
2000	25872867	831977962	874111763
2500	34003210	825728372	874355085

D'après le bilan, le diamètre économique du tronçon SR1 – galerie est :

D = 2000 mm

III.6.7.3. Tronçon SP2 – RT1 :

Tableau III.9. Calcul de la HMT

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
350	74.87	20004306	0.01893	15.459	20125	357783.92	357981.42
400	57.32	17503768	0.01835	7.684	20125	177843.22	178040.72
800	14.33	8751884	0.01575	0.206	20125	4768.61	4966.11
1000	9.17	7001507	0.01505	0.064	20125	1493.39	1690.89
1800	2.83	3889726	0.01354	0.003	20125	71.13	268.63
2000	2.29	3500753	0.01333	0.0017	20125	41.34	238.84
2500	1.47	2800603	0.01294	0.0006	20125	13.15	210.65

Tableau III.10. Calcul des frais d'amortissement :

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
350	10715	20125	19148758
400	11868	20125	21208856
800	30095	20125	53783936
1000	35162	20125	62838171
1800	90993	20125	162614716
2000	103196	20125	184422626
2500	164179	20125	293405130

Tableau III.11. Calcul des frais d'exploitation :

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
350	40551936	2.91974E+11	1.36352E+12
400	20168354	1.45212E+11	6.78141E+11
800	562558	4050416981	18915447302
1000	191543	1379110038	6440443879
1800	30430	219098252	1023188839
2000	27055	194799362	909713020
2500	23862	171809274	802349309

Tableau III.12. Bilan :

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exploit} (DA)	Bilan (DA)
350	2219181	74508732730	1.36354E+12
400	2457929	37604116576	6.78162E+11
800	6233110	1833084002	18969231238
1000	7282420	1142266761	6503282050
1800	21664366	838510330	1185803555
2000	25872866	831977962	1094135646
2500	34003210	825728372	1095754440

D'après le bilan, le diamètre économique du tronçon SR1 – galerie est :

D = 2000 mm

III.6.7.4. Tronçon SP3–SR2 :

Tableau III.13. Calcul de la HMT :

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
350	74.87	20004306	0.01893	15.459	8650	153780.42	153979.02
400	57.32	17503768	0.01835	7.684	8650	76439.47	76638.04
800	14.33	8751884	0.01575	0.206	8650	2049.61	2248.21
1000	9.17	7001507	0.01505	0.064	8650	641.88	840.48
1800	2.83	3889726	0.01354	0.003	8650	30.57	229.17
2000	2.29	3500753	0.01333	0.0018	8650	17.77	216.37
2500	1.47	2800603	0.01294	0.0005	8650	5.65	204.25

Tableau III.14. Calcul des frais d'amortissement :

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
350	10715	8650	8230398
400	11868	8650	9115856
800	30095	8650	23117070
1000	35162	8650	27008704
1800	90993	8650	69894027
2000	103196	8650	79267364
2500	164179	8650	126109534

Tableau III.15. Calcul des frais d'exploitation :

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
350	17442657	1.25587E+11	5.86492E+11
400	8681515	62506911507	2.91907E+11
800	254676	1833669276	8563235521
1000	95209	685505050	3201308584
1800	25960	186916133	872898343
2000	24510	176472138	824124885
2500	23137	166590684	777978495

Tableau III.16. Bilan :

Diametre (mm)	F amort (DA)	Fexploit (DA)	Bilan (DA)
350	2219181	74508732730	5.865E+11
400	2457929	37604116576	2.91916E+11
800	6233110	1833084002	8586352592
1000	7282420	1142266761	3228317289
1800	21664366	838510330	942792370
2000	25872866	831977962	903392250
2500	34003210	825728372	904088030

D'après le bilan, le diamètre économique du tronçon SR1 – galerie est :

$$D = 2000 \text{ mm}$$

III.6.7.5. Tronçon SR2 – RT2 :

Tableau III.17. Calcul de la HMT :

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
350	74.87	20004306	0.01893	15.459	5120	91023.78	91263.78
400	57.32	17503768	0.01835	7.684	5120	45245.08	45485.08
800	14.33	8751884	0.01575	0.206	5120	1213.18	1453.18
1000	9.17	7001507	0.01505	0.0645	5120	379.93	619.93
1800	2.83	3889726	0.01354	0.0031	5120	18.1	258.1
2000	2.29	3500753	0.01333	0.00178	5120	10.52	250.52
2500	1.47	2800603	0.01294	0.00056	5120	3.34	243.34

Tableau III.18. Calcul des frais d'amortissement :

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
350	10715	5120	4871634
400	11868	5120	5395743
800	30095	5120	13683167
1000	35162	5120	15986655
1800	90993	5120	41370799
2000	103196	5120	46918949
2500	164179	5120	74645181

Tableau III.19. Calcul des frais d'exploitation :

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
350	10338311	74435838176	3.47615E+11
400	5152525	37098180006	1.73249E+11
800	164615	1185232004	5535033460
1000	70226	505624970	2361268614
1800	29237	210506444	983065095
2000	28378	204324565	954195719
2500	27566	198475658	926881324

Tableau III.20. Bilan :

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exploit} (DA)	Bilan (DA)
350	2219181	74508732730	3.4762E+11
400	2457929	37604116576	1.73254E+11
800	6233110	1833084002	5548716627
1000	7282420	1142266761	2377255269
1800	21664366	838510330	1024435895
2000	25872867	831977962	1001114668
2500	34003210	825728372	1001526505

D'après le bilan, le diamètre économique du tronçon SR1 – galerie est :

D = 2000 mm

III.6.8. Accessoires nécessaires pour l'adduction :

Chaque tronçon du transfert doit être équipé de :

- Vanne papillon (à la sortie).
- Clapet anti retour (à la sortie).
- Vanne de sectionnement.
- Réservoir anti bélier (juste à la sortie de la station).
- Venteuse (aux points hauts).
- Robinet de vidange (aux points bas).

III.7. Détermination du diamètre avantageux : [1] [2]

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

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III-14})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_e} \quad (\text{III-15})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 \times L_g \quad (\text{III-16})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau III.21: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III-17})$$

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

III.7.1.galerie – bassin :

Entre l'extrémité aval de la conduite en provenance de SR1 et le rejet des eaux dans le bassin tampon de l'oued Halib, le tronçon 2 du transfert a une longueur totale de 13 785 m. Ce tronçon, pour lequel l'écoulement est gravitaire, comprend d'amont en aval :

-une galerie de 13 420 m de longueur, avec une pente de l'ordre de 0,12%. Les cotes du fil d'eau au droit des têtes amont et aval sont respectivement 600 (NGA) et 583,94 (NGA).

-un canal bétonné de 365 de longueur, débouchant à la cote 583,50 (NGA) dans le bassin tampon.

La galerie prend naissance au lieu dit El Mardj, à proximité de la route reliant les localités de Boudria Beni Yadis et Sahel et aboutit dans le versant rive droite de l'Oued Halib, non loin de Mechtat Lesnabe, là où la route nationale 77 reliant les localités de Beni Aziz et Djimla .

Le bassin tampon de l'Oued Halib, retenue artificielle d'une capacité utile de 57 000 m³ correspondant à deux heures de pompage à plein débit. Le bassin est doté d'un déversoir de secours déversant dans l'Oued Halib.

III.7.2. Caractéristiques principales de la galerie :

- Section excavée en traditionnel (zones d'entrée amont et aval)
- Longueur : 90 m (amont), 350 m (aval)
- Pente : 0,12%
- Diamètre intérieur (section fer à cheval) : 4,20 m
- Revêtement en béton : ép. 25 cm
- Section excavée au tunnelier
- Longueur : 12 980 m
- Pente : 0,12%
- Diamètre intérieur : 3,50 m
- Revêtement par voussoir en béton armé

III.7.3. Dimensionnement du canal d'aménagé : [3]

La liaison entre la tête aval de la galerie et le bassin tampon de l'oued Halib est assurée par un canal bétonné d'une longueur de 365 m, penté à 0,12 % dans la continuité de la pente de la galerie

On choisie une forme trapézoïdale pour le canal en déterminant la section la plus avantageuse.

On a $Q = V \times S$

Tq Q : débit à transférer ; $Q = 7.2\text{m}^3/\text{s}$

V : vitesse d'écoulement, elle est donnée par la formule de Chézy :

$$V = C\sqrt{I} \quad (\text{III-18})$$

I : pente ; $I = 0.12 \%$

C : coefficient de Chézy.

La formule généralement utilisée est celle de Manning-Strickler :

$$C = k \times R^{1/6} \quad (\text{III-19})$$

K : coefficient ; $k = 80$.

R : rayon hydraulique (m).

S : section mouillée(m).

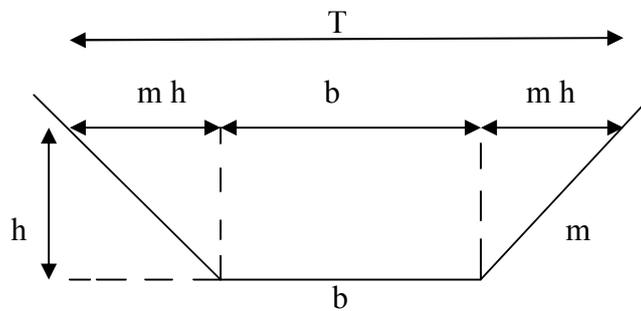
P : périmètre mouillé (m).

b : largeur (m).

h : hauteur (m).

m : fruit du talus

T : largeur au miroir (m).



$$P = b + 2 \times h \times \sqrt{1 + m^2} \quad (\text{III-20})$$

$$S = (b + m \times h) \times h \quad (\text{III-21})$$

$$R = \frac{S}{P} \quad (\text{III-22})$$

$$\text{Donc } Q = S \times k \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{III-23})$$

Pour la section la plus avantageuse, nous avons :

$$T = 2 \times h \times \sqrt{1 + m^2} \quad (\text{III-24})$$

$$R = \frac{S}{P} \quad (\text{III-25})$$

$$m = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (\text{III-26})$$

Les résultats obtenus sont donnés par le tableau ci-après :

Tableau III. 22. Dimensionnement du canal

h (m)	b (m)	R (m)	S (m ²)	V (m/S)	Q (m ³ /S)
1.370	1.582	0.685	3.251	2.145	6.972
1.371	1.583	0.686	3.256	2.146	6.986
1.372	1.584	0.686	3.260	2.147	6.999
1.373	1.585	0.687	3.265	2.148	7.013
1.374	1.587	0.687	3.270	2.149	7.026
1.375	1.588	0.688	3.275	2.150	7.040
1.376	1.589	0.688	3.279	2.151	7.054
1.377	1.590	0.689	3.284	2.152	7.067
1.378	1.591	0.689	3.289	2.153	7.081
1.379	1.592	0.690	3.294	2.154	7.095
1.380	1.593	0.690	3.298	2.155	7.109
1.381	1.595	0.690	3.303	2.156	7.122
1.382	1.596	0.691	3.308	2.157	7.136
1.383	1.597	0.691	3.313	2.158	7.150
1.384	1.598	0.692	3.318	2.159	7.164
1.385	1.599	0.692	3.322	2.160	7.177
1.386	1.600	0.693	3.327	2.161	7.191
1.387	1.602	0.693	3.332	2.162	7.205
1.388	1.603	0.694	3.337	2.163	7.219
1.389	1.604	0.694	3.342	2.164	7.233
1.390	1.605	0.695	3.346	2.166	7.247
1.391	1.606	0.695	3.351	2.167	7.261
1.392	1.607	0.696	3.356	2.168	7.275
1.393	1.608	0.696	3.361	2.169	7.289
1.394	1.610	0.697	3.366	2.170	7.302
1.395	1.611	0.697	3.371	2.171	7.316

D'après le tableau ci-dessus, nous avons obtenu :

$$h = 1.387 \text{ m}$$

$$b = 1.6 \text{ m}$$

Par mesures de sécurité, on ajoute une hauteur de 0.3 m

Donc :

$$h = 1.7$$

$$b = 1.6$$

III.7.4.le bassin tampon de l'oued halib :

a)Localisation

L'ouvrage se situe à quelques centaines de mètres au Sud de la RN 77 entre Mechtat Lesnabe et Mechtat Euch El Agade, en rive gauche de l'oued Halib. De par sa taille modeste, il s'intègre facilement sur la terrasse qui borde l'oued Halib, dans une zone où le versant est relativement doux.

b) Conception du bassin tampon :

Le bassin est créé entièrement en déblai ; sa fermeture coté oued Halib est assurée par une digue en remblai.

La hauteur maximale de la digue est de l'ordre de 7 m sur fondation pour une largeur en crête de 6 m. Son assise de fondation est implantée sur les alluvions après décapage du terrain naturel. La longueur développée en crête du bassin est de 533 m ; la crête est revêtue d'une chaussée en enrobé

c)Principe de fonctionnement :

Le bassin tampon permet de remettre en charge les eaux pompées au complexe SP1/SR1 et transférées gravitairement par la galerie pour les pomper ensuite, par l'intermédiaire de la station SP2 (à l'aval immédiat du bassin) vers la retenue de Draa Diss, via les stations SP2, SP3 et SR2. Le volume d'eau stocké doit compenser les écarts d'arrêt et de démarrage des groupes entre les stations de pompage SR1 et SP2.

III.8.Calcul des diamètres avantageux :

Les conduites sont en acier, donc on prend :

$$K' = 0.00179 \quad ; \quad m = 5.3 \quad ; \quad \beta = 2.$$

III.8.1. Tronçon Bassin - SP2 :

$$L_g = 475 \text{ m}$$

$$\text{Côte amont} = 578.35 \text{ NGA}$$

$$\text{Côte aval} = 578 \text{ NGA}$$

$$\Delta H = 578.38 - 578$$

$$= 0.38 \text{ m}$$

$$L_e = 1.15 \times L_g$$

$$= 1.15 \times 475$$

$$= 546 \text{ m}$$

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

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179' \times 546 \times 7.2^2}{0.38}}$$

$$= 2.502 \text{ m}$$

Donc le diamètre avantageux du tronçon bassin tampon - SP2 est :

$$\mathbf{D_{av} = 2500 \text{ mm}}$$

III.8.2. Tronçon RT1 - SP3 :

$$L_g = 15655 \text{ m}$$

$$\text{Côte amont} = 778.80 \text{ NGA}$$

$$\text{Côte aval} = 737.76 \text{ NGA}$$

$$\Delta H = 41.04 \text{ m}$$

$$L_e = 1.15 \times L_g$$

$$= 1.15 \times 15655$$

$$= 18003 \text{ m}$$

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

$$= \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 \times 18003 \times 7.2^2}{41.04}}$$

$$= 2.00055 \text{ m}$$

Donc le diamètre avantageux du tronçon RT1 – SP3 est :

$$\mathbf{D_{av} = 2000 \text{ mm}}$$

III.8.3. Tronçon RT2 – Draa-Diss :

$$L_g = 1275 \text{ m}$$

$$\text{Côte amont} = 1183.42 \text{ NGA}$$

$$\text{Côte aval} = 1177.6.$$

$$\Delta H = 5.8 \text{ M}$$

$$L_e = 1.15 \times L_g$$

$$= 1.15 \times 1275$$

$$= 1466 \text{ m}$$

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

$$= \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 \times 1466 \times 7.2^2}{5.8}}$$

$$= 1.802 \text{ m}$$

Donc le diamètre avantageux du tronçon RT2 – DraaDiss est :

$$\mathbf{D_{av} = 1800 \text{ mm}}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre il existe une adduction mixte (une alternance entre l'adduction par refoulement et par gravité).

L'adduction contient une galerie et un canal d'amené déversant les eaux dans le bassin tampon de oued Halib, comme elle contient deux réservoirs tampons reliant l'adduction par refoulement avec l'adduction par gravité.

Les diamètres obtenus dans cette adduction sont de $D = 2000$ mm sauf deux tançons de l'adduction gravitaire de $D = 2500$ mm et 1800 mm.

Le dimensionnement des conduites de refoulement tient compte des conditions technico économiques et de la charge disponible pour les conduites par gravité.

Les pompes des stations de pompage sont des pompes commandées spécialement pour ce transfert.

CHAPITRE IV :
CALCUL DES RESERVOIRS

Introduction

Dans ce chapitre nous allons déterminer le volume et les dimensions des différents réservoirs (bâches de reprise et réservoirs tampons).

IV.1. Classification des réservoirs : [4]

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

- Enterrés
- Semi enterres
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

D'après leurs rôles, on distingue :

- Rôle d'équilibre
- Rôle de brise charge
- Rôle de relai.

IV.2. Emplacement des réservoirs :

Pour le meilleur choix de l'emplacement des réservoirs, nous devons tenir compte de certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire
- Il faut toujours donner la priorité à la partie de refoulement.

IV.3.Équipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

IV.4.Dimensionnement des bâches de reprise des différentes stations de pompage

Le volume des bâches de reprise est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{bâche}} = Q_{\text{max } j} \times t$$

$Q_{\text{max } j}$: débit maximal journalier total. ($Q_{\text{max } j} = Q_{\text{tr}} = 25920 \text{ m}^3/\text{h}$).

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0.4 \text{ h} = 24 \text{ mn}$)

IV.4.1.Bâche de la station de pompage n°1(SP1) :

La station de pompage SP1 est intégrée dans le corps du barrage de TABELLOUT. la forme de la tour est circulaire de 33 m de diamètre et 60 m de hauteur.

IV.4.2.Bâche de la station de reprise n°1 (SR1)

La station de reprise SR1 se situe à 550 m de la SP1 et 3025 m à l'entrée de la galerie, refoule un débit $Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc :

$$V_{\text{bâche1}} = Q_{\text{max } j} \times t$$

$$V_{\text{bâche1}} = 10368 \text{ m}^3.$$

$$\begin{aligned} V_{\text{bâche1}} &= 25920 \times 0.4 \\ &= 10368 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$V_{\text{bâche1}} = 10368 \text{ m}^3$$

IV.4.3.Bâche de la station de pompage n°2(SP2) :

Elle refoule vers le réservoir tampon RT1 à une distance de 20125 m avec un débit de $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$, Donc :

$$V_{\text{bâche1}} = Q_{\text{max } j} \times t$$

$$\begin{aligned} V_{\text{bâche1}} &= 25920 \times 0.4 \\ &= 10368 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$V_{\text{bâche1}} = 10368 \text{ m}^3$$

IV.4.4. Bâche de la station de pompage n°3(SP3) :

Elle est alimentée par le réservoir tampon RT1 à une distance de 16620 m, puis les pompes refoulent vers la station de reprise SR2 à une distance de 8650 m.

Donc :

$$V_{\text{bâche3}} = Q_{\text{max}} \times t$$

$$\begin{aligned} V_{\text{bâche3}} &= 25920 \times 0.4 \\ &= 10368 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$V_{\text{bâche3}} = 10368 \text{ m}^3$$

IV.4.5. Bâche de la station de reprise n°2(SR2) :

Elle refoule vers le réservoir tampon RT2 à une distance de 5120 m.

Donc :

$$V_{\text{bâche4}} = Q_{\text{max}} \times t$$

$$\begin{aligned} V_{\text{bâche4}} &= 25920 \times 0.4 \\ &= 10368 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$V_{\text{bâche1}} = 10368 \text{ m}^3$$

IV.5. Dimensionnement des réservoirs tampons :**IV.5.1. Réservoir tampon RT1 :**

Il joue un rôle intermédiaire, sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage SP2 gravitairement vers la bâche de reprise de la station SR2.

$$V_{\text{RT1}} = Q_{\text{tr}} \times t$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{\text{tr}} = 7.2 \text{ m}^3/\text{s} = 25920 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : le temps de stockage ($t = 0.5$ heures)

Donc :

$$\begin{aligned} V_{\text{RT1}} &= 25920 \times 0.5 \\ &= 12960 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$V_{\text{RT1}} = 12960 \text{ m}^3$$

IV.5.2. Réservoir tampon RT2 :

Il joue un rôle de tampon, sert à transiter gravitairement le débit refoulé par la station de reprise SR3 gravitairement vers le barrage de Draa diss.

$$V_{RT2} = Q_{tr} \times t$$

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr} = 7.2 \text{ m}^3 / \text{s} = 25920 \text{ m}^3 / \text{h}$).

t : le temps de stockage ($t = 0.5$ heures)

Donc :

$$\begin{aligned} V_{RT2} &= 25920 \times 0.5 \\ &= 12960 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$V_{RT1} = 12960 \text{ m}^3$$

IV.6. Sections des réservoirs :

Puisque le débit est important et n'est pas destiné directement pour l'alimentation des agglomérations, donc nous choisissons une surface rectangulaire de mêmes dimensions pour ces réservoirs.

Le volume de la cuve est donné par la formule :

$$V = S \times H$$

$$S = l \times L$$

L : longueur

l : largeur

H : Hauteur

Donc :

$$L = 49 \text{ m}$$

$$l = 33 \text{ m}$$

$$H = 8 \text{ m}$$

IV.7. Conduites traversant la paroi des réservoirs :**IV.7.1. Conduite de départ :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au dessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

IV.7.2. Conduite d'arrivée :

Cette conduite pourra être alimentée soit gravitairement soit par refoulement.

Dans les deux cas, cette conduite arrive à la cuve soit :

- Par le haut (surverse) noyée ou dénoyée.
- Par le bas : côte latéral ou par le fond.

IV.7.3. Conduite du trop-plein :

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

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

IV.7.4. Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite du trop-plein et comporte un robinet vanne

Conclusion

Le volume des réservoirs déterminé précédemment est très important car le débit transféré est très grand.

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire de cinq stations de reprise, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (refoulement-gravitaire).

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

Introduction :

Dans ce présent chapitre nous allons faire une étude détaillée de la station de pompage en dimensionnant les pompes, les moteurs et le bâtiment de la station avec le réglage et le calage de chaque pompe.

V.1. Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage

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

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

V.2.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Pour notre cas les pompes choisies sont des pompes commandées spécialement pour ce projet

V.3. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.4.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.

Dans ce projet, nous avons choisi pour chaque station de pompage cinq (5) pompes, dont deux pompes de secours, chacune refoule un débit de 1440 l/s.

V.4.1.Refolement :SP1 – SR1 :**Tableau V.1. Caractéristiques de la pompe (SP1)**

Fournisseur :	KSB - Allemagne
Pompe type :	RDLO V 600/1075-A
Nombre :	5 en parallèle + 2 réserves
débit :	1440 l/S
HMT :	111 mce
Rendement pompe :	86.1 %
Puissance absorbée :	1814 kW
vitesse de rotation :	985 tr/min
NPSHr :	6.1 m
Poids de la pompe :	7400 kg
Corps de pompe :	fonte GGG-40
Axe pompe :	inox 1.4021
Roue :	inox 1.4408
Diamètre	DN1 : 700 mm.
	DN2 : 600 mm

. Source : ANBT

V.4.2.Refolement :SR1 – entrée de galerie :*Tableau V.2. Caractéristiques de la pompe (SR1)*

Fournisseur :	KSB - Allemagne
Pompe type :	RDLP 600/1050-2
Nombre :	5 en parallèle + 2 réserves
Débit :	1440 l/S
HMT :	263 mce
Rendement pompe :	86.6 %
Puissance absorbée :	4470 kw
vitesse de rotation :	980 tr/min
NPSHr :	6.8 m
Poids de la pompe :	22000 kg
Corps de pompe :	fonte GGG-40
Axe pompe :	inox 1.4021
Roue :	inox 1.4408
Diamètre	DN1 : 700 mm.
	DN2 : 600 mm.

Source : ANBT

V.4.3.Refolement :SP2 – RT1 :*Tableau V.3. Caractéristiques de la pompe (SP2)*

Fournisseur :	KSB - Allemagne
Pompe type :	RDLP 600/1050-2
Nombre :	5 en parallèle + 2 réserves
Débit :	1440 l/S
HMT :	241 mce
Rendement pompe :	86.6 %
Puissance absorbée :	3604 kw
vitesse de rotation :	980 tr/min
NPSHr :	6.8 m
Poids de la pompe :	22000 kg
Corps de pompe :	fonte GGG-40
Axe pompe :	inox 1.4021
Roue :	inox 1.4408
Diamètre	DN1 : 700 mm.
	DN2 : 600 mm.

Source : ANBT

V.4.4.Refolement :SP3 – SR2 :*Tableau V.4. Caractéristiques de la pompe (SP3)*

Fournisseur :	KSB - Allemagne
Pompe type :	RDLP 600/1050-2
Nombre :	5 en parallèle + 2 réserves
Débit :	1440 l/S
HMT :	222 mce
Rendement pompe :	86.6 %
Puissance absorbée :	3620 kw
vitesse de rotation :	980 tr/min
NPSHr :	6.8 m
Poids de la pompe :	22000 kg
Corps de pompe :	fonte GGG-40
Axe pompe :	inox 1.4021
Roue :	inox 1.4408
Diamètre	DN1 : 700 mm.
	DN2 : 600 mm.

Source : ANBT

V.4.1.Refolement :SR2 – RT2 :*Tableau V.5. Caractéristiques de la pompe (SR2)*

Fournisseur :	KSB - Allemagne
Pompe type :	RDLP 600/1050-2
Nombre :	5 en parallèle + 2 réserves
Débit :	1440 l/S
HMT :	254 mce
Rendement pompe :	86.6 %
Puissance absorbée :	4072 kw
vitesse de rotation :	980 tr/min
NPSHr :	6.8 m
Poids de la pompe :	22000 kg
Corps de pompe :	fonte GGG-40
Diamètre	DN1 : 700 mm.
-	DN2 : 600 mm.

Source : ANBT

V.5.Choix du moteur :**V.5.1. Station de pompage : SP1 :****Tableau V.6. Caractéristiques du moteur (SP1)**

Fournisseur :	Siemens
Type moteur :	asynchrone triphasé à rotor à cage, type 1RN45626HE88-Z
Mode de protection :	IP 55
Puissance nominale :	2500 kW
Tension :	10 000 V
Vitesse nominale :	992 tr/min
Intensité nominale :	172 A
Rendement :	96.6
Poids :	8150 Kgs

Source : ANBT

V.5.2.Station de pompage : SR1 + SP2 + SP3 :**Tableau V.7. Caractéristiques du moteur (SR1+SP2+SP3)**

Fournisseur :	Siemens
Type moteur :	asynchrone triphasé à rotor à cage, type 1RN46366HE80-Z
Mode de protection :	IP 55
Puissance nominale :	4500 kW
Tension :	10 000 V
Vitesse nominale :-	994 tr/min
Intensité nominale	172 A
Rendement :	96,8 – 97.2- 97.3
Poids :	13000 Kgs

V.5.3. Station de reprise : SR2:**Tableau V.8. Caractéristiques du moteur (SR2)**

Fournisseur :	Siemens
Type moteur :	asynchrone triphasé à rotor à cage, type 1RN59046HE80-Z
Mode de protection :	IP 55
Puissance nominale :	5200 kW
Tension :	10 000 V
Vitesse nominale- :	994 tr/min
Intensité nominale	172 A
Rendement :	97.4
Poids :	23200 Kgs

Source : ANBT

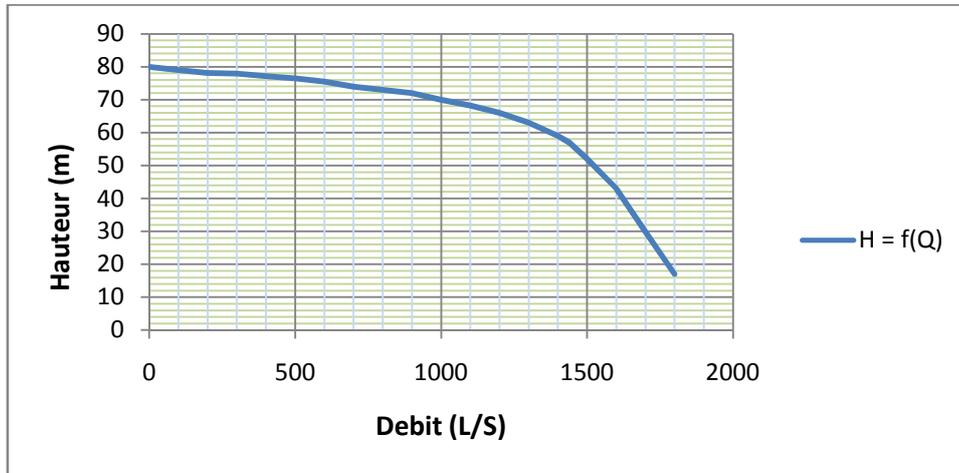
V.6.Courbe caractéristique des pompes :

Pour chaque pompe, nous avons les courbes caractéristiques suivantes :

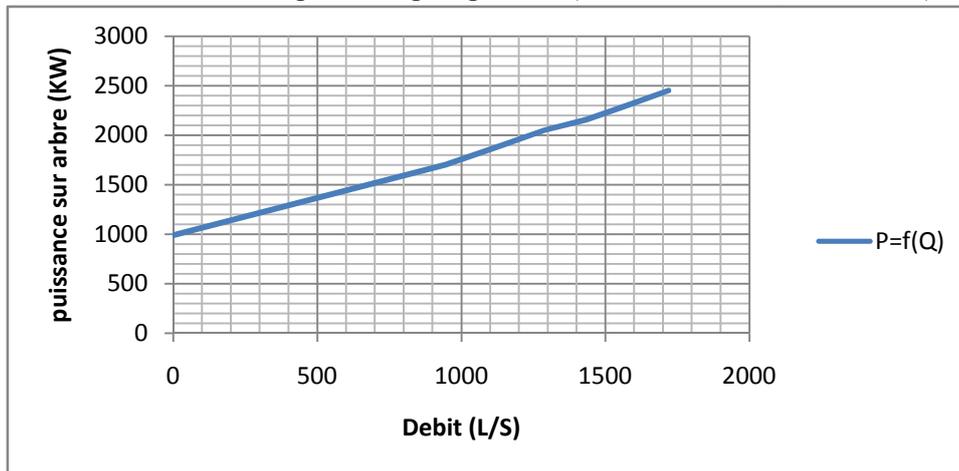
- $H = f(Q)$
- $P = f(Q)$
- $\eta_p = f(Q)$
- $NPSHr = f(Q)$
- Pour les stations de pompage SR1, SP2, SP3et SR2 les pompes sont identiques (elles ont les mêmes courbes caractéristiques suivantes : $P = f(Q)$, $\eta_p = f(Q)$ et $NPSHr = f(Q)$), mais elles ont des hauteurs de refoulement différentes.

V.6.1. Station de pompage SP1 :

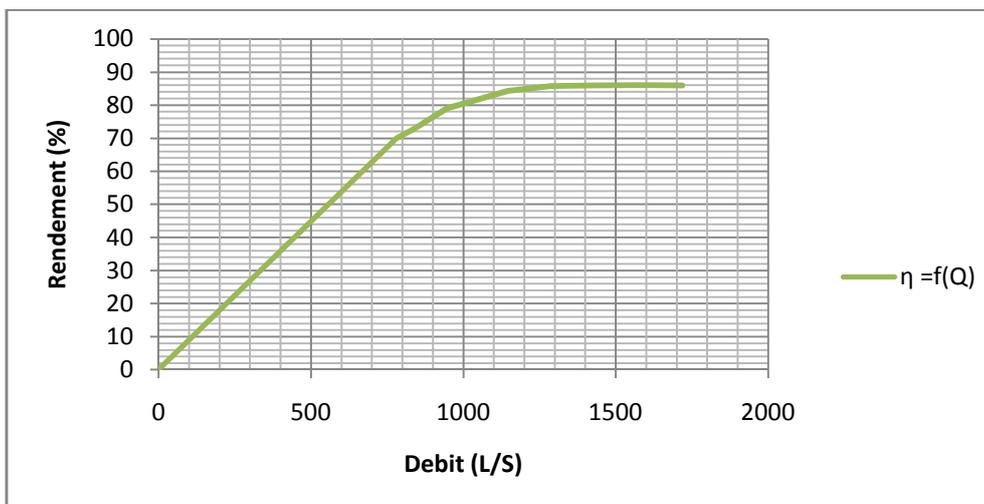
Courbe caractéristique de la pompe SP1 (HMT = 54 m, Q = 1440 l/s)



Courbe caractéristique de la pompe SP1 (P = 1814 KW, Q = 1440 l/s)



Courbe caractéristique de la pompe SP1 ($\eta = 86.1\%$, Q = 1440 l/s)



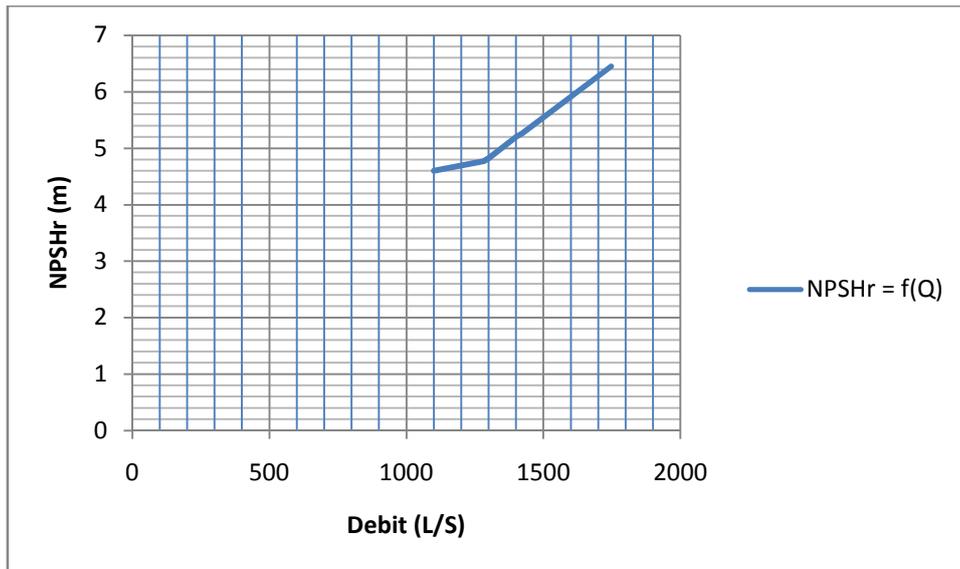


Figure V.1. Courbes caractéristiques de la pompe (SP1)

V.6.2. Les courbes : $H = f(Q)$ pour les pompes : SR1, SP2, SP3, SR2) :

➤ **Station de pompage SR1 :**

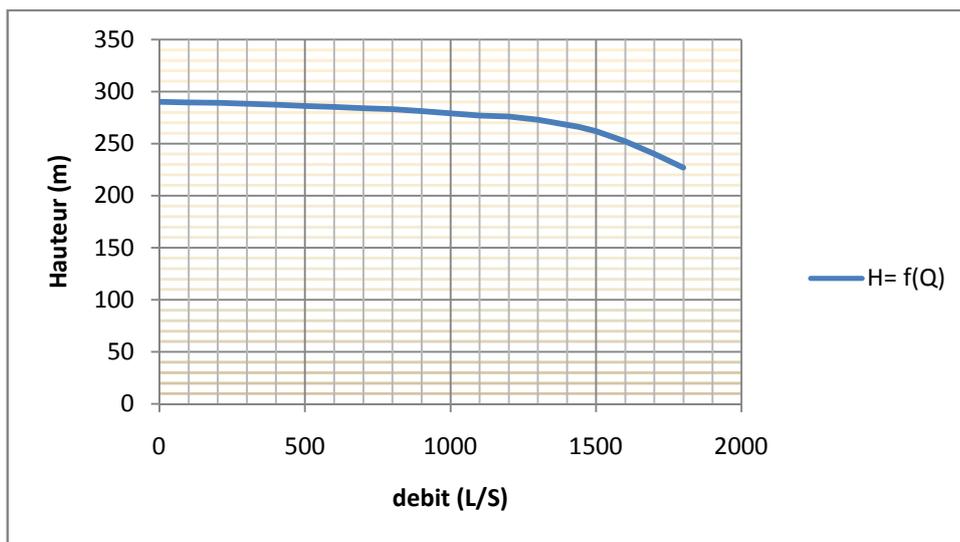


Figure V.2. Courbe caractéristique de la pompe (SR1)

➤ Station de pompage SP2 :

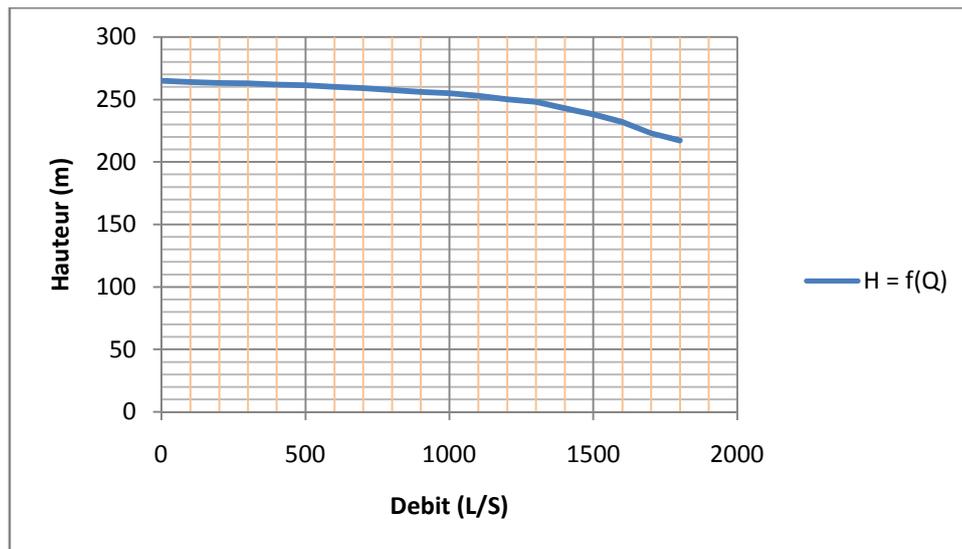


Figure V.3. Courbe caractéristique de la pompe (SP2)

➤ Station de pompage SP3 :

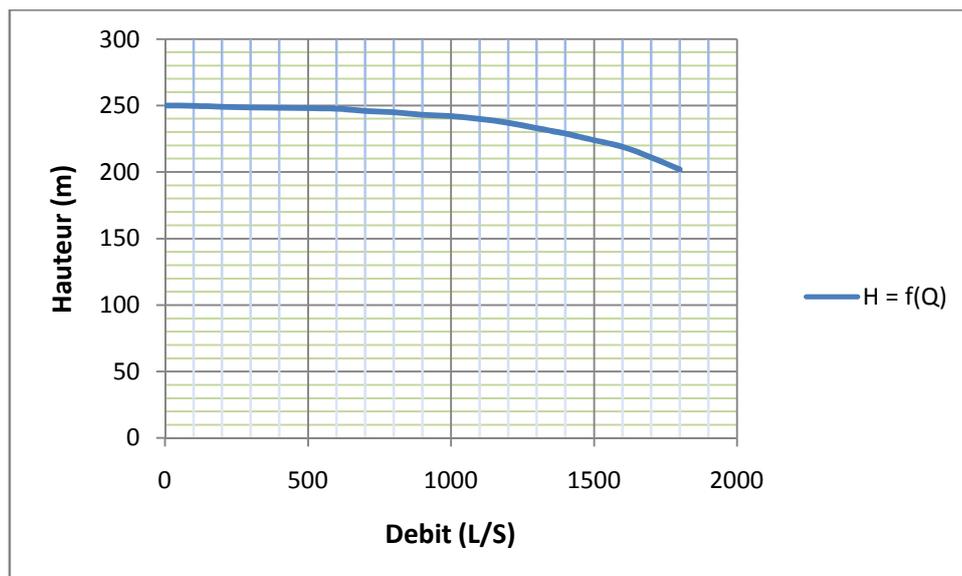


Figure V.4. Courbe caractéristique de la pompe (SP3)

➤ Station de reprise SR2 :

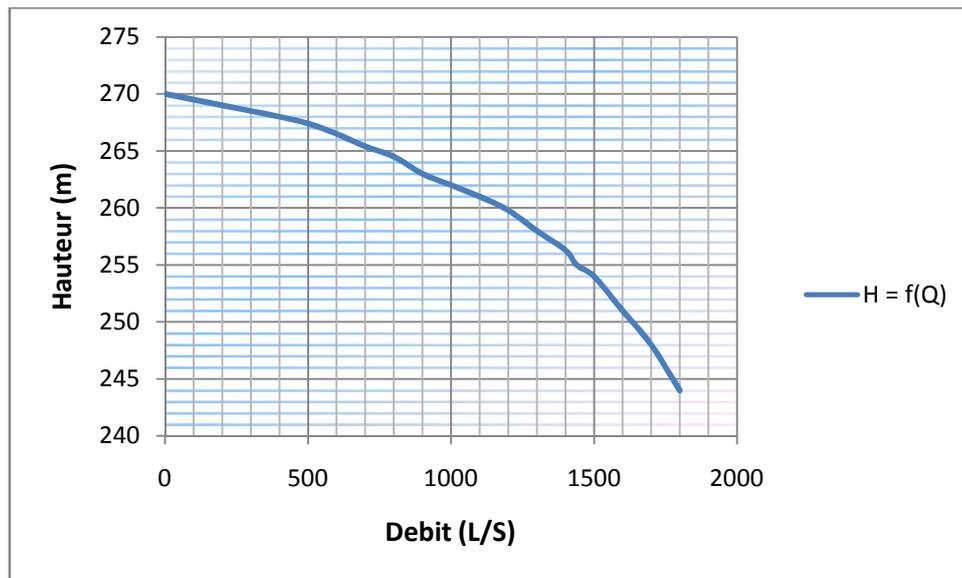
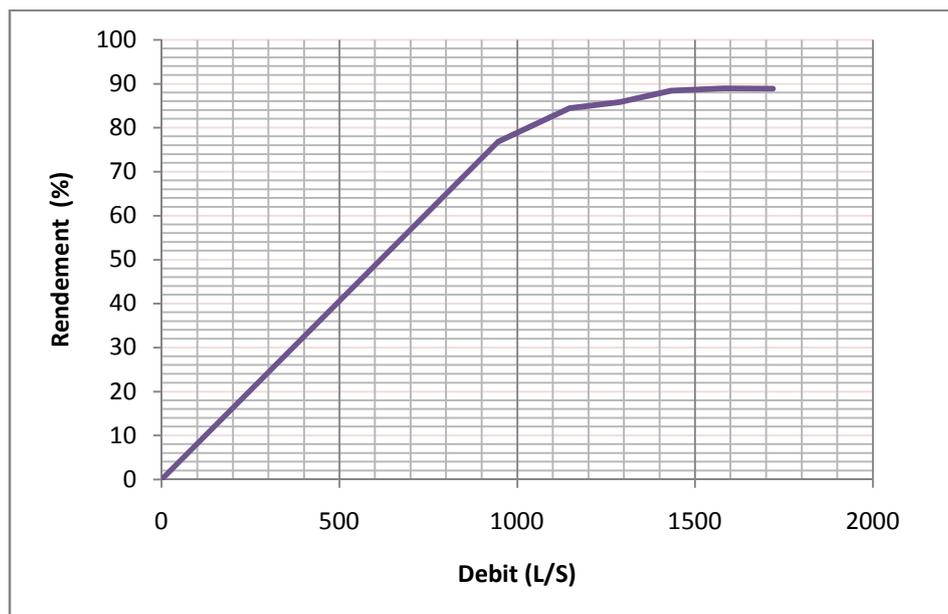


Figure V.5. Courbe caractéristique de la pompe (SR2)

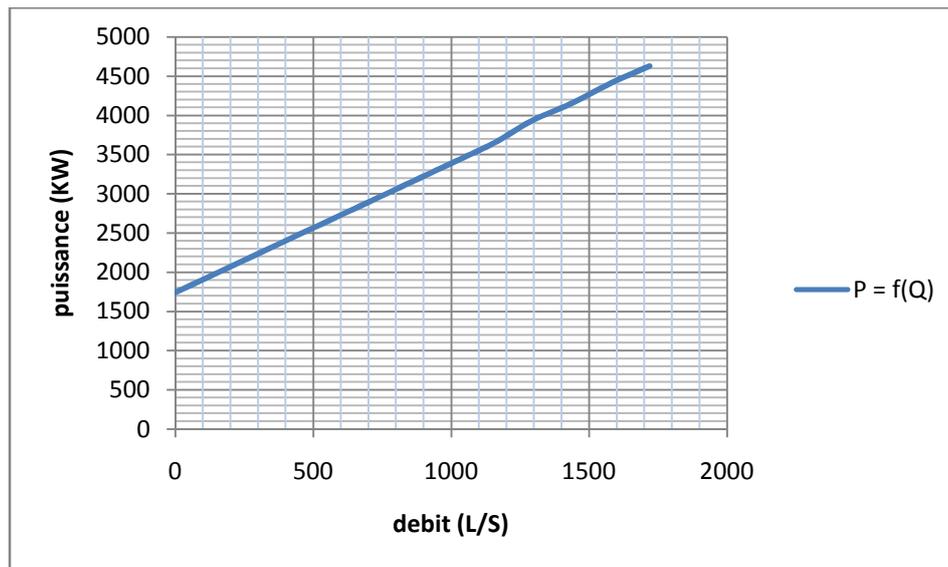
Les autres courbes caractéristiques :

- $P = f(Q)$
- $\eta_p = f(Q)$
- $NPSH_r = f(Q)$

Sont les suivant :

➤ $\eta_p = f(Q)$ 

➤ $P = f(Q)$:



➤ $NPSHr = f(Q)$:

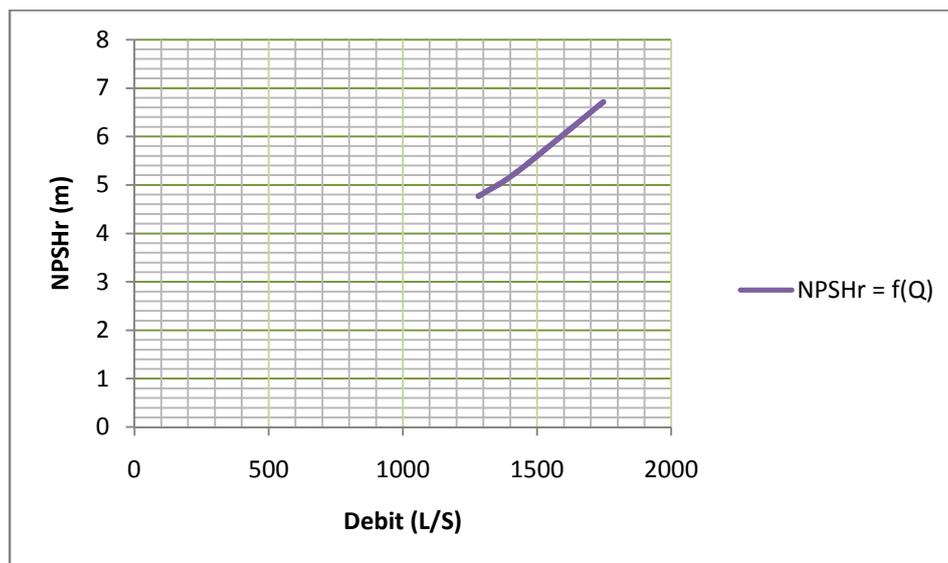


Figure V.6. Courbes caractéristiques des pompes (SR1+SP2+SP3+SR2)

V.7. Point de fonctionnement des pompes : [5]

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 :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 \times \Delta h_p^{lin} \quad (V-2)$$

Avec :

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

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

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,03$ pour $D_{ec} = 2000$ mm.

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

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

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

V.7.1.Refolement :SP1 – SR1 :*Tableau .V.9. Courbe caractéristique de la conduite de refolement (SP1 – SR1)*

N°	Q (L/S)	5Q (L/S)	Hg (m)	L (m)	D _{eco} (mm)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
1	0	0	51.5	550	2000	0.01333	0	0	51.50
2	100	500	51.5	550	2000	0.01333	0.00	0.01	51.51
3	200	1000	51.5	550	2000	0.01333	0.02	0.02	51.52
4	300	1500	51.5	550	2000	0.01333	0.04	0.05	51.55
5	400	2000	51.5	550	2000	0.01333	0.08	0.09	51.59
6	500	2500	51.5	550	2000	0.01333	0.12	0.14	51.64
7	600	3000	51.5	550	2000	0.01333	0.17	0.20	51.70
8	700	3500	51.5	550	2000	0.01333	0.23	0.27	51.77
9	800	4000	51.5	550	2000	0.01333	0.30	0.35	51.85
10	900	4500	51.5	550	2000	0.01333	0.38	0.44	51.94
11	1000	5000	51.5	550	2000	0.01333	0.47	0.54	52.04
12	1100	5500	51.5	550	2000	0.01333	0.57	0.66	52.16
13	1200	6000	51.5	550	2000	0.01333	0.68	0.78	52.28
14	1300	6500	51.5	550	2000	0.01333	0.80	0.92	52.42
15	1400	7000	51.5	550	2000	0.01333	0.93	1.07	52.57
16	1440	7200	51.5	550	2000	0.01333	0.98	1.13	52.63
17	1500	7500	51.5	550	2000	0.01333	1.07	1.23	52.73
18	1600	8000	51.5	550	2000	0.01333	1.21	1.39	52.89
19	1700	8500	51.5	550	2000	0.01333	1.37	1.57	53.07
20	1800	9000	51.5	550	2000	0.01333	1.53	1.77	53.27

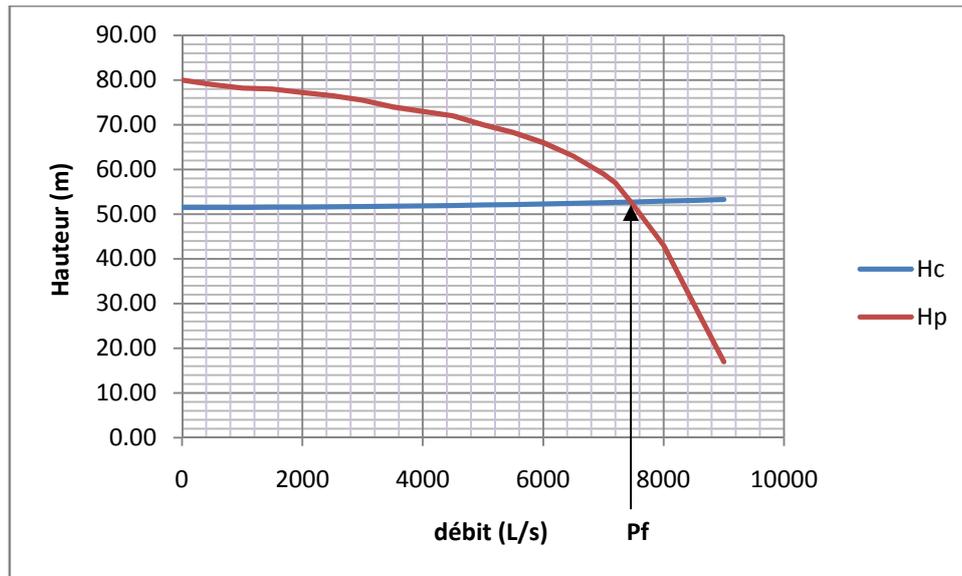


Figure V.7. Point de fonctionnement des pompes de la station SPI.

D'après la figure V.7 le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 7400 \text{ l/s} > Q_{app} = 7200 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 52.69 \text{ m} > H_{app} = 52.63 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

V.7.2.Refoulement :SR1 – galerie :

Tableau .V.10. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1 – galerie)

N°	Q (L/S)	5Q (L/S)	Hg (m)	L (m)	D _{eco}	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
1	0	0	256	3025	2000	0.01333	0	0	256
2	100	500	256	3025	2000	0.01333	0.03	0.03	256.03
3	200	1000	256	3025	2000	0.01333	0.10	0.12	256.12
4	300	1500	256	3025	2000	0.01333	0.23	0.27	256.27
5	400	2000	256	3025	2000	0.01333	0.42	0.48	256.48
6	500	2500	256	3025	2000	0.01333	0.65	0.75	256.75
7	600	3000	256	3025	2000	0.01333	0.94	1.08	257.08
8	700	3500	256	3025	2000	0.01333	1.28	1.47	257.47
9	800	4000	256	3025	2000	0.01333	1.67	1.92	257.92
10	900	4500	256	3025	2000	0.01333	2.11	2.43	258.43
11	1000	5000	256	3025	2000	0.01333	2.61	3.00	259.00
12	1100	5500	256	3025	2000	0.01333	3.15	3.63	259.63
13	1200	6000	256	3025	2000	0.01333	3.75	4.31	260.31
14	1300	6500	256	3025	2000	0.01333	4.40	5.06	261.06
15	1400	7000	256	3025	2000	0.01333	5.11	5.87	261.87
16	1440	7200	256	3025	2000	0.01333	5.40	6.21	262.21
17	1500	7500	256	3025	2000	0.01333	5.86	6.74	262.74
18	1600	8000	256	3025	2000	0.01333	6.67	7.67	263.67
19	1700	8500	256	3025	2000	0.01333	7.53	8.66	265.71
20	1800	9000	256	3025	2000	0.01333	8.44	9.71	265.71

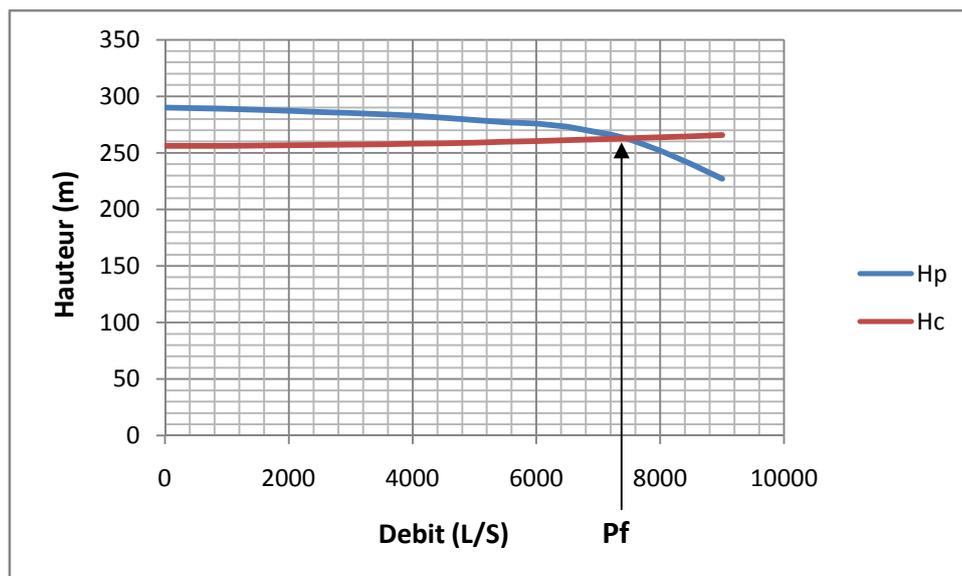


Figure V.8. Point de fonctionnement des pompes de la station SR1

D'après la figure V.8 le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 7440 \text{ l/s} > Q_{app} = 7200 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 263 \text{ m} > H_{app} = 262.21 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

V.7.3.Refolement :SP2 – RT1 :

Tableau .V.11. Courbe caractéristique de la conduite de refolement (Sp2 – RT1)

N°	Q (L/S)	5Q (L/S)	Hg (m)	L (m)	D _{eco}	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
1	0	0	197.5	20125	2000	0.01333	0	0	197.50
2	100	500	197.5	20125	2000	0.01333	0.17	0.20	197.70
3	200	1000	197.5	20125	2000	0.01333	0.69	0.80	198.30
4	300	1500	197.5	20125	2000	0.01333	1.56	1.79	199.29
5	400	2000	197.5	20125	2000	0.01333	2.77	3.19	200.69
6	500	2500	197.5	20125	2000	0.01333	4.33	4.98	202.48
7	600	3000	197.5	20125	2000	0.01333	6.24	7.18	204.68
8	700	3500	197.5	20125	2000	0.01333	8.49	9.77	207.27
9	800	4000	197.5	20125	2000	0.01333	11.09	12.76	210.26
10	900	4500	197.5	20125	2000	0.01333	14.04	16.15	213.65
11	1000	5000	197.5	20125	2000	0.01333	17.34	19.94	217.44
12	1100	5500	197.5	20125	2000	0.01333	20.98	24.12	221.62
13	1200	6000	197.5	20125	2000	0.01333	24.96	28.71	226.21
14	1300	6500	197.5	20125	2000	0.01333	29.30	33.69	231.19
15	1400	7000	197.5	20125	2000	0.01333	33.98	39.07	236.57
16	1440	7200	197.5	20125	2000	0.01333	35.95	41.34	238.84
17	1500	7500	197.5	20125	2000	0.01333	39.00	44.85	242.35
18	1600	8000	197.5	20125	2000	0.01333	44.38	51.03	248.53
19	1700	8500	197.5	20125	2000	0.01333	50.10	57.61	255.11
20	1800	9000	197.5	20125	2000	0.01333	56.17	64.59	262.09

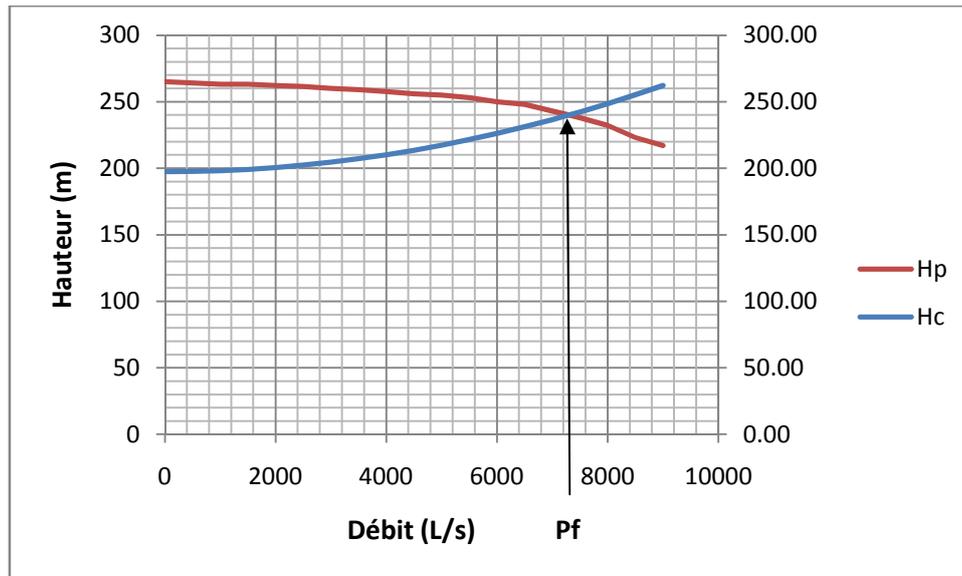


Figure V.9. Point de fonctionnement des pompes de la station SP2

D'après la figure V.9 le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 7350 \text{ l/s} > Q_{app} = 7200 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 239 \text{ m} > H_{app} = 238.84 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

V.7.4.Refolement :SP3 – SR2 :*Tableau .V.12. Courbe caractéristique de la conduite de refolement (Sp3 – SR2)*

N°	Q (L/S)	5Q (L/S)	Hg (m)	L (m)	D _{eco}	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
1	0	0	198.6	8650	2000	0.01333	0	0	198.60
2	100	500	198.6	8650	2000	0.01333	0.07	0.09	198.69
3	200	1000	198.6	8650	2000	0.01333	0.30	0.34	198.94
4	300	1500	198.6	8650	2000	0.01333	0.67	0.77	199.37
5	400	2000	198.6	8650	2000	0.01333	1.19	1.37	199.97
6	500	2500	198.6	8650	2000	0.01333	1.86	2.14	200.74
7	600	3000	198.6	8650	2000	0.01333	2.68	3.08	201.68
8	700	3500	198.6	8650	2000	0.01333	3.65	4.20	202.80
9	800	4000	198.6	8650	2000	0.01333	4.77	5.48	204.08
10	900	4500	198.6	8650	2000	0.01333	6.04	6.94	205.54
11	1000	5000	198.6	8650	2000	0.01333	7.45	8.57	207.17
12	1100	5500	198.6	8650	2000	0.01333	9.02	10.37	208.97
13	1200	6000	198.6	8650	2000	0.01333	10.73	12.34	210.94
14	1300	6500	198.6	8650	2000	0.01333	12.59	14.48	213.08
15	1400	7000	198.6	8650	2000	0.01333	14.60	16.79	215.39
16	1440	7200	198.6	8650	2000	0.01333	15.45	17.77	216.37
17	1500	7500	198.6	8650	2000	0.01333	16.76	19.28	217.88
18	1600	8000	198.6	8650	2000	0.01333	19.07	21.94	220.54
19	1700	8500	198.6	8650	2000	0.01333	21.53	24.76	223.36
20	1800	9000	198.6	8650	2000	0.01333	24.14	27.76	226.36

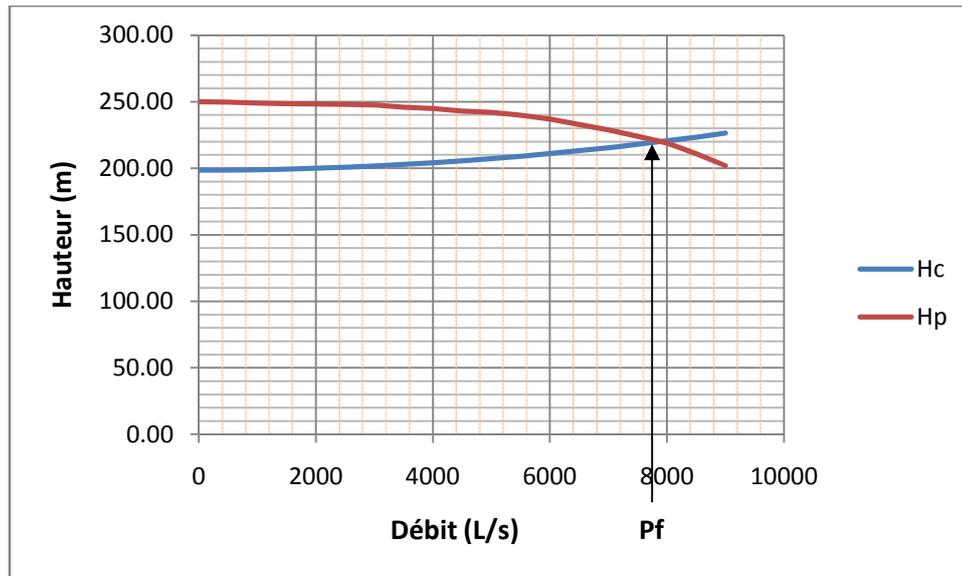


Figure V.10. Point de fonctionnement des pompes de la station SP3

D'après la figure V.10 le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 7850 \text{ l/s} > Q_{app} = 7200 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 220.5 \text{ m} > H_{app} = 216.37 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

V.7.5.Refolement :SR2 – RT2 :*Tableau .V.13. Courbe caractéristique de la conduite de refolement (SR2 – RT2)*

N°	Q (L/S)	5Q (L/S)	Hg (m)	L (m)	D _{eco}	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
1	0	0	240	5120	2000	0.01333	0	0	240.00
2	100	500	240	5120	2000	0.01333	0.04	0.05	240.05
3	200	1000	240	5120	2000	0.01333	0.18	0.20	240.20
4	300	1500	240	5120	2000	0.01333	0.40	0.46	240.46
5	400	2000	240	5120	2000	0.01333	0.71	0.81	240.81
6	500	2500	240	5120	2000	0.01333	1.10	1.27	241.27
7	600	3000	240	5120	2000	0.01333	1.59	1.83	241.83
8	700	3500	240	5120	2000	0.01333	2.16	2.49	242.49
9	800	4000	240	5120	2000	0.01333	2.82	3.25	243.25
10	900	4500	240	5120	2000	0.01333	3.57	4.11	244.11
11	1000	5000	240	5120	2000	0.01333	4.41	5.07	245.07
12	1100	5500	240	5120	2000	0.01333	5.34	6.14	246.14
13	1200	6000	240	5120	2000	0.01333	6.35	7.30	247.30
14	1300	6500	240	5120	2000	0.01333	7.45	8.57	248.57
15	1400	7000	240	5120	2000	0.01333	8.64	9.94	249.94
16	1440	7200	240	5120	2000	0.01333	9.15	10.52	250.52
17	1500	7500	240	5120	2000	0.01333	9.92	11.41	251.41
18	1600	8000	240	5120	2000	0.01333	11.29	12.98	252.98
19	1700	8500	240	5120	2000	0.01333	12.75	14.66	254.66
20	1800	9000	240	5120	2000	0.01333	14.29	16.43	256.43

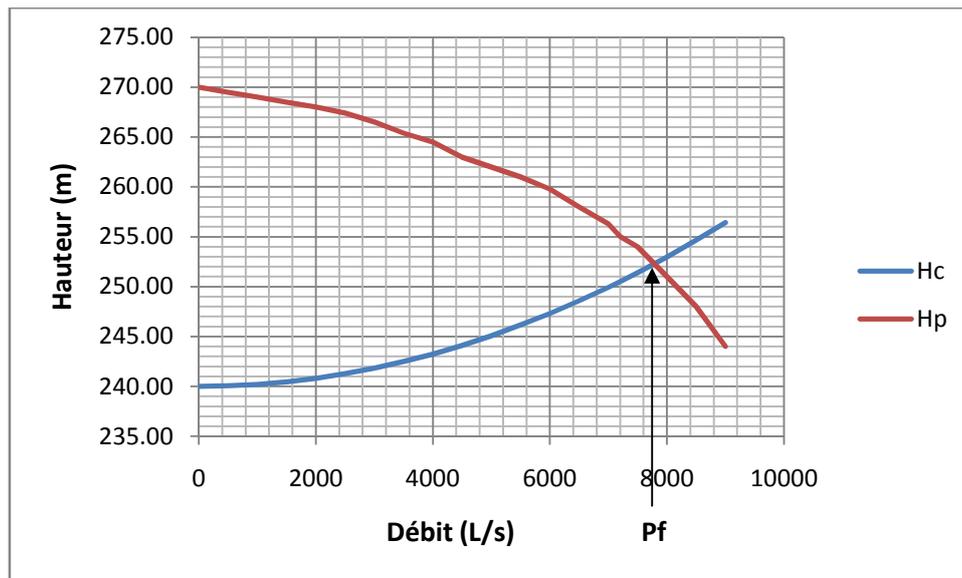


Figure V.11. Point de fonctionnement des pompes de la station SP3

D'après la figure V.11 le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 7740 \text{ l/s} > Q_{app} = 7200 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 252.2 \text{ m} > H_{app} = 250.52 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

V.8. Réglage des débits des pompes :

En tous cas, le débit au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, on distingue le mode de réglage suivant :

❖ 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 :

$$\eta_{inst\ ap, van} = \eta_{inst\ av, van} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-4)$$

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

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

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

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

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

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

V.8.1. Refoulement : SP1 – SR1 :

a) vannage :

- $H' = 55\text{m}$ (figure V.7).
- $h_v = 54 - 52.63 \Rightarrow h_v = 1,37\text{ m}$.
- $\eta_{inst\ av, van} = 86.1\%$. (tableau V.1)
- $\eta_{inst\ ap, van} = 86.1 \times \frac{52.63}{52.63 + 2,37} \Rightarrow \eta_{inst\ ap, van} = 83.91\%$

Nous déterminons la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{25920}{5} \Rightarrow Q = 5184\text{m}^3 / \text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 \times 1000 \times 5184 \times 52.63}{0,8381 \times 3600} \Rightarrow P_{abs} = 886\text{ Kw}.$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{7200}{7400} \times 20 \Rightarrow t' = 19h \ 27min \ 34sec$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf}=7400$ l/s est : **86.1 %**.

Nous déterminons la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{7400}{5} = 1480 \text{ l/s} \Rightarrow Q = 5328 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5328 \times 52.63}{0,861 \times 3600}$$

$$\Rightarrow P_{abs} = \mathbf{887.48 \text{ Kw}}$$

V.8.2.Refolement : SR1 – entrée de galerie :**a)vannage :**

- $H' = 264\text{m}$ (figure V.8).
- $h_v = 264 - 262.21 \Rightarrow h_v = 1.79 \text{ m}$.
- $\eta_{av,van}^{inst} = 86.6\%$ (tableau V.2).
- $\eta_{ap,van}^{inst} = 86.6 \times \frac{262.21}{262.21 + 1.79} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = \mathbf{86.01 \%}$

Nous déterminons la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{25920}{5} \Rightarrow Q = 5184 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5184 \times 262.21}{0,8601 \times 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{4307 \text{ Kw}}.$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera $t' = \frac{7200}{7440} \times 20 \Rightarrow t' = 19h \ 21min \ 17sec$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf}=7440$ l/s est : **86.6 %**

Nous déterminons la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{7440}{5} = 1488 \text{ l/s} \Rightarrow Q = 5356.8 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5356.8 \times 262.21}{0,866 \times 3600}$$

$$\Rightarrow P_{abs} = \mathbf{4419.8 \text{ Kw}}$$

V.8.3.Refoulement :SP2 – RT1 :

a)vannage :

- $H' = 240 \text{ m}$ (figure V.9).
- $h_v = 240 - 238.84 \Rightarrow h_v = 1.16 \text{ m}$.
- $\eta_{inst_{av,van}} = 86.6\%$ (tableau V.3)
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 86.6 \times \frac{238.84}{238.84 + 1.16} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{86.2 \%}$

Nous déterminons la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{25920}{5} \Rightarrow Q = 5184 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5184 \times 238.84}{0,862 \times 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{3914 \text{ Kw}} .$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{7200}{7350} \times 20 \Rightarrow t' = \mathbf{19 \text{ h } 40 \text{ min } 46 \text{ sec}}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 7350 \text{ l/s}$ est : **86.6 %**

Nous déterminons la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{7350}{5} = 1470 \text{ l/s} \Rightarrow Q = 5292 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5292 \times 238.84}{0,866 \times 3600}$$

$$\Rightarrow P_{abs} = \mathbf{3977.18 \text{ Kw}}$$

V.8.4.Refolement :SP3 – SR2 :**a)vannage :**

- $H' = 225$ m (figure V.10).
- $h_v = 225 - 216.37 \Rightarrow h_v = 8.63$ m.
- $\eta_{av,van}^{inst} = 86.6\%$ (tableau V.4).
- $\eta_{ap,van}^{inst} = 86.6 \times \frac{216.37}{216.37 + 8.63} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 83.3 \%$

Nous déterminons la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{25920}{5} \Rightarrow Q = 5184 m^3 / h. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5184 \times 216.37}{0,8328 \times 3600} \Rightarrow P_{abs} = 3670.18 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{7200}{7850} \times 20 \Rightarrow t' = 18h \ 20min \ 38sec$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 7850$ l/s est : **86.6 %**

Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{7850}{5} = 1570 l / s \Rightarrow Q = 5652 m^3 / h. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5652 \times 216.37}{0,866 \times 3600}$$

$$\Rightarrow P_{abs} = 3848.11 \text{ Kw}$$

V.8.5.Refoulement : SR2 – RT2 :**a)vannage :**

- $H' = 253.8\text{m}$ (figure V.11).
- $h_v = 253.8 - 250.52 \Rightarrow h_v = 3.28\text{ m}$.
- $\eta_{\text{inst}_{av, van}} = 86.6\%$ (tableau V.5).
- $\eta_{\text{inst}_{ap, van}} = 86.6 \times \frac{250.52}{250.52 + 3.28} \Rightarrow \eta_{\text{inst}_{ap, van}} = 85.5\%$

Nous déterminons la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{25920}{5} \Rightarrow Q = 5184\text{m}^3 / \text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5184 \times 250.52}{0,8548 \times 3600} \Rightarrow P_{abs} = 4140 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{7200}{7740} \times 20 \Rightarrow t' = 18\text{h}36\text{min}16\text{sec}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf}=7740\text{ l/s}$ est : **86.6 %**.

Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{7740}{5} = 1548\text{ l/s} \Rightarrow Q = 5572.8\text{m}^3 / \text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9810 \times 5572.8 \times 250.52}{0,866 \times 3600}$$

$$\Rightarrow P_{abs} = 4393 \text{ Kw}$$

Conclusion :

On opte le réglage par vannage pour les cinq stations de pompage car ceci nous donne des puissances absorbées minimales

V.9. Etude de la cavitation : [5]

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

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

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

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

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

$$(NPSH)_d \geq (NPSH)_r + r \quad (V-6)$$

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

On prend : $r = 0,2$ 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 aspiration au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)r - 0,2 \quad (V-7)$$

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times H \quad (V-8)$$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.14. 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 10°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V-9)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{L_a \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-10)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 7\text{m}$;

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

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-11)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

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

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times DN1 \quad (V-12)$$

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

$DN1 = 700 \text{ mm}$.

➤ Calage de la pompe

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

$$\text{Pour les installations en aspiration : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (V-13)$$

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h \quad (V-14)$$

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

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

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

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

V-9-1- Refoulement : SP1 – SR1 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6.1 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 281 \Rightarrow P_{at} = 9.94 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 10 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,12 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 \times DN1$

$DN1 = 700 \text{ mm}$.

Donc : $D_a = 1,4 \times 700 \Rightarrow D_a = 1000 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 1.44}{3,14 \times 1^2} \Rightarrow V_a = 1,83 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_a = 1000 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{7 \times 1.44^2}{1^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0.025 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,025 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,029 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

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

$$h_{asp}^{adm} = 9.94 - 0.12 - 0.029 - \frac{1,83^2}{2 \times 9,81} - 6.1 - 0.2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3.32 \text{ m}$$

Donc : $(NPSH)_d = 9.94 - 0.12 - 2.53 - 0.17 - 0.029 = 6.3 \text{ m}$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 281 - 9 \Rightarrow \nabla_{min} = 272 \text{ NGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 272 + 3.32 - 0.2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 275.12 \text{ NGA}$

V.9.2. Refoulement : SR1 – galerie :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6.8 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 343 \Rightarrow P_{at} = 9.85 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 10 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,12 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 \times DN1$

DN1 = 700 mm.

Donc : $D_a = 1,4 \times 700 \Rightarrow D_a = 1000\text{mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 1.44}{3,14 \times 1^2} \Rightarrow V_a = 1,83\text{m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_a = 1000\text{mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{7 \times 1.44^2}{1^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0.025\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,025 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,029\text{m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)r - 0,2$$

$$h_{asp}^{adm} = 9.85 - 0.12 - 0.029 - \frac{1,83^2}{2 \times 9,81} - 6.8 - 0.2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 2.53 \text{ m.}$$

Donc : $(NPSH)d = 9.85 - 0.12 - 2.53 - 0.17 - 0.029 = 7.11\text{m}$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 343 - 7 \Rightarrow \nabla_{min} = 336\text{mNGA}$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 336 + 2.53 - 0.2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 338.33\text{m}$

V.9.3. Refoulement : SP2 – RT1 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6.8 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 577 \Rightarrow P_{at} = 9.53\text{mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 10^\circ\text{C}$: $T_v = 0,12 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 \times DN1$

DN1 = 700 mm.

Donc : $D_a = 1,4 \times 700 \Rightarrow D_a = 1000\text{mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 1.44}{3,14 \times 1^2} \Rightarrow V_a = 1,83\text{m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_a = 1000\text{mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{7 \times 1,44^2}{1^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,025m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,025 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,029m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)r - 0,2$$

$$h_{asp}^{adm} = 9,53 - 0,12 - 0,029 - \frac{1,83^2}{2 \times 9,81} - 6,8 - 0,2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 2,21 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } (NPSH)d = 9,53 - 0,12 - 2,21 - 0,17 - 0,029 = 7m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 577 - 7 \Rightarrow \nabla_{min} = 570mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 570 + 2,21 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 572,01NGA$

V.9.4. Refoulement : SP3 – SR2 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6,8 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 743,2 \Rightarrow P_{at} = 9,3 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 10 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,12 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 \times DN1$

DN1 = 700 mm.

$$\text{Donc : } D_a = 1,4 \times 700 \Rightarrow D_a = 1000mm$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 1,44}{3,14 \times 1^2} \Rightarrow V_a = 1,83m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_a = 1000mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{7 \times 1,44^2}{1^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,025m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,025 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,029m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)r - 0,2$$

$$h_{asp}^{adm} = 9.3 - 0.12 - 0.029 - \frac{1,83^2}{2 \times 9,81} - 6.8 - 0.2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1.98 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } (NPSH)d = 9.3 - 0.12 - 1.98 - 0.17 - 0.029 = 7m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 743.2 + 7 \Rightarrow \nabla_{\min} = 750.2NGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 750.2 + 1.98 - 0.2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 751.98NGA$

V.9.5. Refoulement : SR2- RT2 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6.8 \text{ m}$ (figure V-2-a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33-0,00139 \times 945.4 \Rightarrow P_{at} = 9.01mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ=10 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,12 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 \times DN1$

DN1 = 700 mm .

$$\text{Donc : } D_a = 1,4 \times 700 \Rightarrow D_a = 1000mm$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 1.44}{3,14 \times 1^2} \Rightarrow V_a = 1,83m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_a = 1000mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{7 \times 1.44^2}{1^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0.025m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,025 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,029m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)r - 0,2$$

$$h_{asp}^{adm} = 9.01 - 0.12 - 0.029 - \frac{1,83^2}{2 \times 9,81} - 6.8 - 0.2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1.69 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } (NPSH)d = 9.01 - 0.12 - 1.69 - 0.17 - 0.029 = 7m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 945.4 - 7 \Rightarrow \nabla_{\min} = 938.4 \text{ NGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{\text{axe}} = 938.4 + 1.69 - 0.2 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 939.89 \text{ NGA}$

V.10. Dimensions du bâtiment :

V.10.1. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times l + l_{\text{int}} + l_{\text{pf}} + l_R + l_p$$

n_p : nombres de pompes, $n_p = 7$.

l : longueur de la pompe + moteur, $l = 6.3 \text{ m}$

l_{int} : distance entre deux pompes, $l_{\text{int}} = 0.8 \text{ m}$

l_{pf} : longueur de la plate forme, $l_{\text{pf}} = 5.5 \text{ m}$.

l_R : longueur de l'armoire électrique, $l_R = 3 \text{ m}$

l_p : longueur du bureau du personnel, $l_p = 4 \text{ m}$

donc : $L_b = 7 \times 6.2 + 0.8 + 5.5 + 3 + 4$

$$= 56.7 \text{ m.}$$

$L_b = 57 \text{ m.}$

V.10.2. Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s.$$

S : épaisseur du mur, $s = 0.2 \text{ m}$.

l_1 : distance entre les murs de la station, $l_1 = 0.3 \text{ m}$.

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 0.5 \text{ m}$.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{tr}} + l_{\text{asp}} + l_c + l_j$$

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 3.1 \text{ m}$.

l_{asp} : longueur d'aspiration, $l_{\text{asp}} = 7 \text{ m}$.

l_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement, $l_{\text{tr}} = 5 \text{ m}$.

l_c : longueur du convergent, $l_c=4$ m.

l_j : longueur des joints, $l_j=1$ m.

Donc : $l_b = 0.3+0.5+3.1+7+5+4+1+0.2$

$=21.1$ m

$$l_b = 22 \text{ m}$$

V.10.3. Hauteur du bâtiment :

$H_b = h_5+h_6+h_7+h_8+h_9$.

$h_5 = h_{\text{reserve}} + h_{\text{socle}} + h_p$.

$h_{\text{reserve}} = 0.5$ m.

$h_{\text{socle}} = 0.3$ m.

$h_p = 1.3$ m.

h_6 : hauteur réservée à l'homme, $h_6 = 2.2$ m.

h_7 : hauteur du chariot, $h_7 = 0.3$ m.

h_8 : hauteur profilée, $h_8 = 0.8$ m.

h_9 : hauteur de sécurité, $h_9 = 0.5$ m.

Donc : $H_b = 2.6+2.2+0.3+0.8+0.5$

$=6$ m.

$$H_b = 6 \text{ m}$$

Conclusion

Vue les caractéristiques des pompes choisies, ces dernières sont capables de refouler le débit important entre les différentes stations de pompage.

Les pompes choisies sont de types KSB commandées spécialement pour ce projet.

CHAPITRE VI

**PROTECTION DES
CANALISATIONS CONTRE
LA CORROSION**

Introduction :

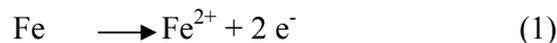
La corrosion est l'action des éléments naturels dans leur tendance à défaire ce que l'homme a élaboré par son travail à partir des matériaux qui lui offre la terre.

Cette attaque du métal est due aux phénomènes extérieurs ou intérieurs, elle est traduite par le retour à l'état plus stable des matériaux métallique utilisés.

Nous examinons brièvement et d'une manière générale les effets de ce problème sur les conduites en acier et les moyens de protection.

VI.1.Principe de la corrosion électrochimique :[6]

La corrosion d'un métal comme le fer est la résultante d'un processus qui peut être schématisé par l'équation suivante :



Cette équation signifie simplement que les atomes du métal (Fe) sous l'action d'un processus de corrosion se transforment en ions positifs (Fe^{2+}) qui quittent le métal pour passer dans le milieu. Il y a changement d'état de la matière lié à la réaction de dissolution du métal. Ce changement d'état s'accompagne de la libération d'électrons

(2 e^- dans le cas du fer).

La conservation de la neutralité du milieu impose que les électrons émis par la réaction de dissolution (1) soient consommés dans une deuxième réaction qui peut être par exemple :



Lors d'un processus de corrosion, la surface du matériau est donc nécessairement le siège de deux réactions :

Réaction de dissolution ou d'oxydation (réaction anodique);

La réaction de décomposition du milieu : « réduction » (réaction cathodique).

Le processus de corrosion, superposition des réactions anodiques et cathodiques, s'accompagne de la circulation d'un courant électrique (circulation d'électrons dans le métal et d'ions dans l'électrolyte) entre les deux zones de l'interface.

VI.2.Facteurs de la corrosion :

Plusieurs facteurs peuvent influencer le phénomène de corrosion. Parmi lesquels, nous citons :

➤ L'eau :

Les eaux distribuées ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes.

Si les eaux sont agressives, de défauts ou malfaçons du revêtement intérieur, peuvent favoriser la localisation et l'accélération des phénomènes de corrosion.

La nature des ressources en eau peut se changer et, une eau précédemment incrustante peut devenir agressive, c'est-à-dire qu'après dissolution de la couche calcaire précédemment formée, la corrosion intérieure se généralisera si, aucune mesure de protection n'a été prise.

Les conduites peuvent être agressées par corrosion interne due à des phénomènes électrochimiques locaux, entraînant à des endroits donnés, une diminution rapide de l'épaisseur des conduites.

Enfin, l'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations

➤ Le PH :

Le PH est un facteur qui agit considérablement sur les métaux, il est très corrosif envers l'acier. Si sa valeur est inférieure à 10, nous avons intérêt à augmenter le PH de l'eau circulant dans les canalisations (particulièrement en acier) à fin de diminuer la corrosion

➤ La température :

Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. Pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par deux.

➤ Le métal :

L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

➤ **Hétérogénéité du terrain :**

La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut influencer la corrosion de cette dernière. Ceci induit plusieurs électrolytes et cause la variation de potentiel du métal par rapport à ces électrolytes. D'où la corrosion de la conduite est favorisée.

➤ **L'homme :**

L'homme a aussi sa part à la détérioration des canalisations, en effet, il intervient dans le choix des conduites, dans la nature de remblai et aussi dans la mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

VI.3. Corrosion externe :

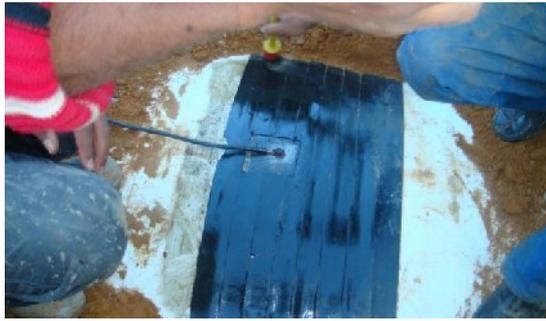
La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite, avec des origines diverses telles que :

- ❖ les courants « vagabonds » du sol, générés par la proximité d'installations électriques en courant continu (voies de chemin de fer, tramways, ouvrages miniers,...), augmentent les risques de corrosion des canalisations métalliques qui sont d'excellents conducteurs. En l'absence de protection, le phénomène de corrosion externe est accéléré.
- ❖ l'hétérogénéité du sol : plus la texture du sol est fine, plus il retient l'eau et plus la corrosion est importante.
- ❖ l'hétérogénéité de surface : lors de mauvaises conditions de pose des canalisations, une partie de la pellicule superficielle d'oxyde peut être enlevée, entraînant une discontinuité et la création d'un phénomène de pile électrique.
- ❖ l'hétérogénéité de contact : la présence de différents métaux, soit au niveau des raccords de canalisation, soit au niveau des colliers et des vannes des branchements peut aussi générer des phénomènes de pile électrique.

VI.4. Les principaux types de protection contre la corrosion externe :

Parmi les principaux types de protection externe, nous citons :

- la protection cathodique
- les revêtements protecteurs
- les traitements du milieu

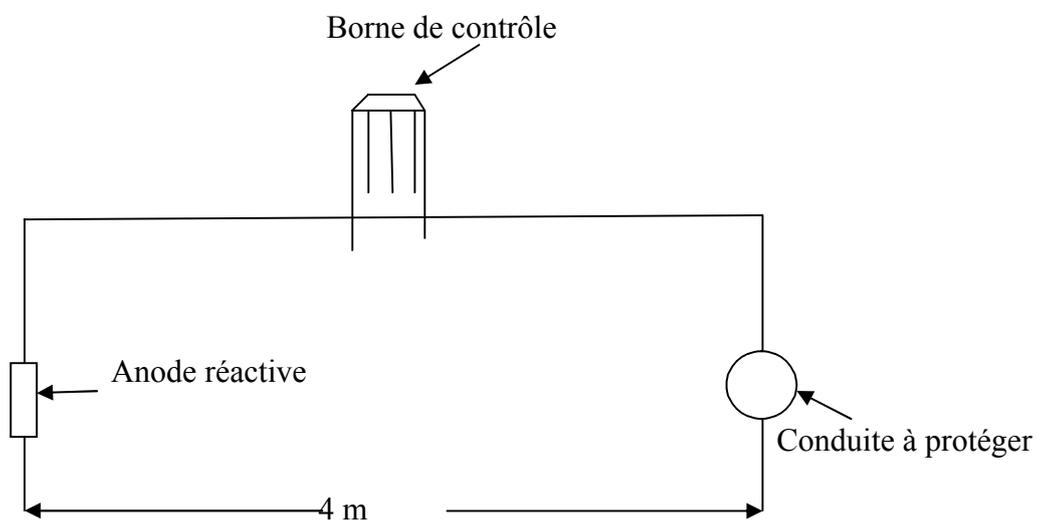
VI.4.1. Protection cathodique :*Figure VI. 1 : protection cathodique*

Elle consiste à abaisser le potentiel de la structure à protéger par rapport à l'électrolyte, de sorte que le potentiel soit au-dessous d'un certain seuil fixé pour chaque métal dans un milieu donné. Il y a deux méthodes de protection cathodique

a) Protection cathodique par anode réactive ou consommable

Elle consiste à relier de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, de manière à former des piles où la conduite formera le rôle de la cathode.

Les anodes réactives sont de 15 à 30Kg que l'on enfouit dans le sol à 3m de la conduite. Elles sont disposées dans les terrains agressifs. Pour vérifier le potentiel, on dispose de borne de contrôle.

*Figure 2 : protection cathodique par anode réactive*

b) Protection cathodique par soutirage du courant :

Elle consiste à partir d'une source de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive est reliée à une prise de terre formée de vieux rails enfouis dans un milieu humide distant de 100m de la conduite. Les vieux rails se dissolvent anodiquement quand le courant quitte la prise de terre afin de rejoindre le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite. En présence de courants vagabonds cette méthode protège bien les conduites.

VI.4.2. Revêtements protecteurs :

Le rôle principale du revêtement est d'assurer une protection efficace et de longue durée des parois des canalisations en constituant une barrière étanche entre les parois et le milieu environnant. Parmi ces revêtements, il y a les vernis hydrocarboné et ceux par le zinc appliqués soit à la trompe (bain de zinc fondu), soit par le zingage électrolytique (cette protection convient aux tubes à petit diamètre en acier).



Figure 3 : revêtement blessé sans aucune trace de corrosion après plusieurs années

Les canalisations enterrées ou aériennes sont souvent sujettes de corrosion, de cela vient l'obligation de prévoir des revêtements.

Les revêtements se subdivisent en deux classes :

a) Revêtements passifs :

Ce revêtement constitue une barrière étanche contre la corrosivité du milieu environnant. Le principe de ce type de revêtement est la réalisation d'une résistance d'isolation électrique élevée, afin de couper le courant aux réactions de corrosions électrochimiques.

b) Revêtements actifs:

Ce sont les revêtements qui n'isolent pas le métal électriquement mais qui offrent à sa surface une résistance plus importante aux attaques corrosives par un revêtement plus électronégatif, ou encore par déplacement du PH en zone de non vulnérabilité.

Les principaux revêtements actifs sont :

Revêtements minéraux : Ils sont essentiellement constitués de mortier de ciment, cette protection empêche toute attaque du métal par l'eau. Revêtements métalliques : Ils sont assurés par des métaux non ferreux en raison de leurs caractéristiques électrochimiques, leur potentiel étant plus électronégatif que celui du métal à protéger, dans la pratique, on utilise : le zinc ou l'aluminium

.VI .4.3.Traitement du milieu:

Le traitement du milieu signifie en terme large la modification des facteurs et éléments caractéristiques des milieux environnants de la conduite (eau et sol)

Le traitement est appliqué seulement pour l'eau du fait de la difficulté, voire l'impossibilité de traiter le sol.

III.5. Protection des conduites contre la corrosion interne

La corrosion interne est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- ✚ Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- ✚ Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- ✚ Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- ✚ La pose doit se faire avec soin

Conclusion :

La bonne protection des conduites dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fer, fonte, acier, etc., ainsi que les conduites en béton armé.

Dans notre cas on propose une couche de goudron ou une manche en polyéthylène pour protéger les conduites en acier qui traversent des terrains agressives.

CHAPITRE VII
COUP DE BELIER

Introduction :

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.

VII.1.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.

VII.2. 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.

VII.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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 : Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et 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

VII.4. 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.

➤ **Méthode de PEUH et MEUNIER**

VII.5. Calcul de la célérité d'onde C par la formule améliorée par Mr. SALAH B :

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

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

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 \times 10^{11}$ pour l'acier.

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

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

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

A.N :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}$$

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.09 \times 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{1000 \times 2 \times 1 \times (1 - 0.3^2) \times (1 - 0.33)}{(1 - 0.3^2) \times 1 \times 2 \times 10^8 + 2 \times 10^{11} \times 0.018 \times (1 - 0.33)}}$$

$$= 1024.27 \text{ m/s.}$$

$$C = 1024.27 \text{ m/s}$$

VII.6. Calcul des volumes des réservoirs anti-bélier par la méthode de PEUCH et MEUNIER : [7]

C'est la méthode qu'on va utiliser dans notre projet pour la détermination du volume du réservoir d'air.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (\text{VII - 2})$$

$$A = \frac{a \cdot V_0}{g \cdot H} \quad (\text{VII - 3})$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0} \quad (\text{VII - 4})$$

C : célérité d'onde de choc (m/s) ;

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

H_0 : pression statique absolue

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \tag{VII-5}$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m)

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \tag{VII-6}$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U_0 : volume d'air initial (m³)

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permettant de calculer U_0 sera ainsi déterminé (voir Figure VII.1).

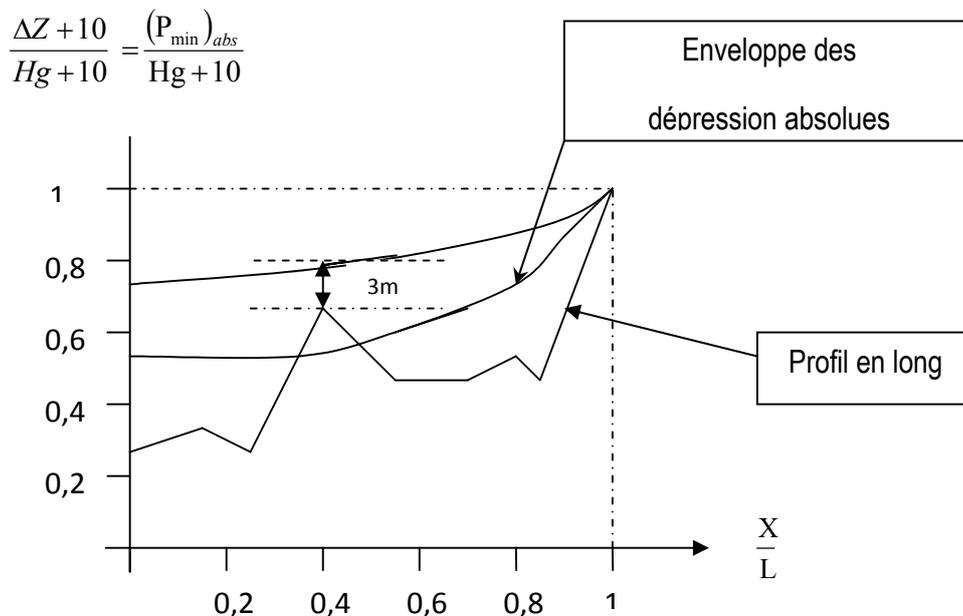


Figure. VII.1 Profil en long des pressions

✓ Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$= \frac{x \cdot x}{x \cdot x} \tag{VII-7}$$

✓ Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$= (\text{---}) / \cdot \tag{VII-8}$$

P_{mini} : pression minimale (m)

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profils en long « absolus » de la conduite.

VII.7.Calculs :

VII.7.1.caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

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

Si- dessous :

Tableau VII.1 Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1 – SR1	acier	2000	3.14	2.29	550	51.8
SR1-galerie	acier	2000	3.14	2.29	3025	256
SP2-RT1	acier	2000	3.14	2.29	20125	197.5
SP3-SR2	acier	2000	3.14	2.29	8650	198.6
SR2-RT2	acier	2000	3.14	2.29	5120	240

VII.7.2Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon :

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon

tronçon	H0 (m)	H abs (m)	V0 (m/s)	g (m/s ²)	A	K
SP1-SR1	61.8	62.630	2.29	9.81	4	0
SR1-galerie	266	272.210	2.29	9.81	1	0
SP2-RT1	207.5	248.840	2.29	9.81	1	0.2
SP3-SR2	208.6	226.370	2.29	9.81	1	0.1
SR2 - RT2	250	260.520	2.29	9.81	1	0

VII.7.3. Détermination de la famille de courbe B de chaque tronçon :

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.3. Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP1-SR1
(Voir annexe VII.1)

côte (m)	281.82	297.1	306	316.45	334.92
L (m)	0	154	245	357	550
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.162	0.41	0.55	0.72	1.02
X/L	0	0.28	0.45	0.65	1

Tableau VII.4. Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SR1-galerie
(Voir annexe VII.2)

côte (m)	344.22	513.42	560	600
L (m)	0	1840	2531	3025
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.04	0.67	0.85	1.00
X/L	0	0.61	0.84	1

Tableau VII.5. Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP2-RT1
(Voir annexe VII.3)

côte (m)	578	619.87	586.83	625	656.57	779.22
L (m)	0	6615	10458	15165	18368	20125
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.05	0.25	0.09	0.27	0.43	1.02
X/L	0	0.33	0.52	0.75	0.91	1

Tableau VII.6. Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP3-SR2
(Voir annexe VII.4)

côte (m)	744.89	773	897	883	938
L (m)	0	1895	7021	7565	8650
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.05	0.18	0.78	0.7	1.0
X/L	0	0.22	0.81	0.87	1

Tableau VII.7. Détermination la famille B du tronçon : SR2-RT2

(Voir annexe VII.5)

côte (m)	946	1051	1089	1139	1138	1183
L (m)	0	1822	2835	4103	4547	5120
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.04	0.46	0.612	0.81	0.8	1.0
X/L	0	0.36	0.55	0.80	0.89	1.00

VII.7.4. calcul des volumes d'air :

Les volumes des réservoirs d'air sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8. Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon :

Tronçon	B	P_{mini}/H_0	P_{mini} (m)	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Volumes normalisés (m ³)
SP1-SR1	0.4	0.52	32.14	36.85	64.26	65
SR1-galerie	0.2	0.63	167.58	93.27	139.73	140
SP2-RT1	4	0.25	51.88	33.94	125.36	126
SP3-SR2	0.6	0.49	102.21	106.90	207.36	208
SR2 - RT2	0.4	0.54	135	82.47	142.63	143

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé

Les volumes de ces réservoirs d'air qui doivent être installés juste à la sortie de chaque station de pompage.

CHAPITRE VIII

ORGANISATION DU CHANTIER

INTRODUCTION :

L'organisation du chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

VIII.1. Les étapes à suivre :

- Définir les volumes des travaux de :
 - La station de pompage
 - La conduite de transfert.
- Tracer les profils en long du terrain naturel et de la conduite.
- Définir dans chaque partie du projet les engins adaptés aux usages envisagés.
- Elaborer le réseau selon la méthode CPM.

VIII.2. Les dimensions de la station de pompage :

- **Longueur de la station :**

$$L = 57 \text{ m}$$

- **Largeur de la station :**

$$L = 22 \text{ m}$$

- **Hauteur de la station :**

$$H = 6 \text{ m}$$

- Poteaux : $b \times b = 0.40 \times 0.40$

- Poutres : $b \times b = 0.40 \times 0.50$

VIII.3. Conduites de transfert:

- D= 1800mm.
- D=2000 mm.
- D=2500 mm.
- Nombre de conduite: N = 1.
- longueur des conduites: l = 56000 m.

VIII.4. Calculs et résultats**VIII.4.1. Station de pompage:**

C'est un ouvrage construit en briques et en béton où les pompes sont installées à l'intérieur, permet le transfert d'eau par une conduite de refoulement.

VIII.4.1.1 Détermination du volume de déblais :

Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante :

$$V_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.375 \text{ m}^3$$

Nous avons 55 fouilles donc:

$$V_{sT} = 185.63 \text{ m}^3$$

VIII.4.1.2 Détermination du volume de décapage:

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} \quad \text{et} \quad S_{dec} = L' \times l'$$

Avec: $L' = L + 0.55 + 0.55 = 57 + 0.55 + 0.55 = 58.1 \text{ m} \quad \Rightarrow L' = 58.1 \text{ m}.$

$$l' = l + 0.55 + 0.55 = 22 + 0.55 + 0.55 = 23.1 \text{ m} \quad \Rightarrow l' = 23.1 \text{ m}.$$

D'ou: $S_{dec} = 23.1 \times 58.1 = 1342.11 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S_{dec} = 1342.11 \text{ m}^2$

On aura alors: $V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 1342.11 \times 0.1 = 134.21 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_{dec} = 134.21 \text{ m}^3$

VIII.4.1.3 -Détermination du volume du béton de propreté :

Volume du béton de propreté des semelles (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 55 = 12.38 \text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{bp} = 12.38 \text{m}^3.$$

VIII.4.1.4. Volume du béton armé des semelles:

$$V_{bas} = (1.5) \times (1.5) \times (0,3) \times 55 = 37.13 \text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{bas} = 37.13 \text{m}^3.$$

VIII.4.1.5. volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{dp} = (0.4) \times (0.4) \times (1.7) \times 55 = 14.96 \text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{dp} = 14.96 \text{m}^3.$$

VIII.4.1.6. volume du béton des poteaux :

$$V_p = (0.4) \times (0.4) \times 6 \times 55 = 52.8 \text{m}^3 \quad \Rightarrow V_p = 52.8 \text{m}^3.$$

VIII.4.1.7. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$$V_{cein-i} = ([0.4 \times 0.5 \times 22 \times 10] + [0,4 \times 0.5 \times 57 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 7) = 96.6 \text{m}^3$$

$$\Rightarrow V_{cein i} = 96.6 \text{m}^3$$

VIII.4.1.8. Volume du béton de la ceinture supérieur:

$$V_{cein-s} = ([0.4 \times 0.5 \times 22 \times 10] + [0,4 \times 0.5 \times 57 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 7) = 96.6 \text{m}^3$$

$$\Rightarrow V_{cein sup} = 96.6 \text{m}^3$$

VIII.4.1.9 Volume du béton de la chape inférieure:

$$V_{ch inf} = (5.3 \times 5 \times 32 + 5.1 \times 5 \times 8) \times 0.07 = 73.64 \text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{ch inf} = 73.64 \text{m}^3.$$

VIII.4.1.10. Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{ch sup} = (57) \times (22) \times (0.07) = 87.8 \text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{ch sup} = 87.8 \text{m}^3.$$

VIII.4.1.11. détermination des maçonneries:

➤ Maçonneries inférieures:

$$S_{m_i} = [(22-0.4 \times 5 + 57-0.4 \times 11) \times 0.6] \times 2 = 87 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S_{m_i} = 87 \text{ m}^2.$$

➤ Maçonneries supérieures:

$$S_{m_s} = [(22-0.4 \times 5 + 57-0.4 \times 11) \times 6] \times 2 = 871.2 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S_{m_s} = 871.2 \text{ m}^2$$

▪ Quantité des briques utilisées dans la construction des murs :

Pour les murs on a utilisé deux types des briques ; des briques de dimension 30-20-10 et des parpaings de 30-20-15.

On utilise des murs simples sous la ceinture inférieure en parpaings de 30-20-15, et un double cloison sur la ceinture en briques de 30-20-10

▪ Nombre de parpaings utilisés sous la ceinture inférieur :

On a $S_{m_i} = 87.12 \text{ m}^2$ Et la surface d'un seul parpaing est :

$$S_p = 30 \times 22 = 660 \text{ cm}^2 = 0.66 \text{ m}^2$$

$$S_p = 0.4 \times 0.2 = 0.08 \text{ m}^2 \text{ (surface de parpaing de 40-20-15)}$$

D'ou le nombre des parpaings utilisés sera

$$N_p = \frac{S_{m_i}}{S_p} = \frac{87.12}{0.08} = 1089 \quad \Rightarrow N_p = 1089 \text{ parpaings}$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10 :

$$S_b = 0.3 \times 0.2 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$N_b = 2 \times \frac{S_{m_s}}{S_b} = 2 \times \frac{871.2}{0.06} = 14520 \quad \Rightarrow N_b = 14520 \text{ brique}$$

VIII.4.1.12. Détermination du volume de remblais :

Puisque notre station de pompage est élevée de la terre d'une hauteur de 0,5m pour éviter tout risque d'inondation, donc il faut remplir les cases par le remblai et de préférence on utilise les dépôts des fouilles, et les terres qu'on les excavées

➤ Volume des Remblais des fouilles:

$$V_{rf} = 55 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.4 \times 0.4)] = 126.44m^3$$

$$\Rightarrow V_{rf} = 126.44 \text{ m}^3$$

➤ Volume des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (5.3 \times 5 \times 32 + 5.1 \times 5 \times 8) \times (0.6 + 0.5 - 0.07) = 1083.56m^3$$

$$\Rightarrow V_{cas} = 1083.56m^3.$$

Les calculs des différentes stations de pompages sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VIII.1. : Les différents travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité (m ³)
1	Décapage	m ³	134.21
2	Excavation des fouilles	m ³	185.63
3	Béton de propreté	m ³	12.38
4	Béton armé pour semelles	m ³	37.13
5	Béton armé pour demi-poteaux	m ³	14.96
6	Béton armé des poteaux	m ³	52.8
7	Béton armé pour longrines	m ³	96.6
8	Béton armé de la ceinture sup	m ³	96.6
9	Béton armé de la chape inf	m ³	73.64
10	Béton armé de la dalle sup	m ³	87.78
11	Remblai des fouilles	m ³	126.44
12	Remblai des casiers	m ³	1083.56
13	Murs en briques de 30-20-10	Unité	14520
14	Murs en briques de 30-20-15	Unité	14520
15	Murs en parpaings de 40-15-10	Unité	1089

Nous avons quatre stations de pompage de mêmes dimensions.

Tableau VIII.2.: Devis des différents travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m ³	536.84	142	76231.28
2	Déblai	m ³	742.52	348	258397.00
3	Remblai	m ³	4840	400	1936000.00
4	Béton de propreté	m ³	49.52	656	32485.12
5	Béton armé	m ³	1838.04	32000	58817280.00
6	Murs en briques de 30-20-10	Unité	58080	23	1335840.00
7	Murs en briques de 30-20-15	Unité	58080	25	1452000.00
8	Murs en parpaings de 40-15-10	Unité	4356	27	117612.00
Total					64.023.146

VIII.5.Les conduites de transfert:

Les conduites de transfert constituent la deuxième partie de notre projet

.VIII.5.1. Le volume des déblais:

Nous déterminons le volume de déblais par les formules suivantes

$$V_{d i} = S_i \times L_i$$

Avec :

- Si: Surface des sections excavées. (m²)

-Li : Longueur de tranchée. (m)

- V_{di} : Volume des terres excavé le long des tranchés. (m^3)

❖ **surface des tranchées :**

La forme des tranchées est trapézoïdale, et la section de cette forme sera calculée par la formule suivante :

$$S_i = h_i (b + m \cdot h_i)$$

Avec :

b : largeur inférieure du trapèze = $\emptyset + (0.5 \times 2)$

h : Hauteur du trapèze.

m : Fruit du talus $m = \cotg \alpha$ avec $\alpha = 45^\circ$

$$m = \cotg 45^\circ = 1 \Rightarrow m = 1.$$

VIII.5.2. Le volume des remblais:

Le calcul des volumes des remblais et comme le calcule du volume des déblais est donné par la formule suivante :

$$V_{ri} = S_i' \times L$$

- S_i' : La surface de remblai. (m^2).

- L : Longueur de tranchée. (m).

La surface du remblai est $S_i' = S_i - S_c - S_s$

- S_i : surface du déblai en (m^2).

- S_c : surface de la conduite en (m^2).

- S_s : surface du lit de sable en (m^2).

Avec :

$$S_s = (b + mh) \times h = (\emptyset + 1 + 0.1) \times 0.1$$

$$S_c = \pi \times \emptyset^2 / 4. \quad (m^2)$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

VIII.6. Calculs :**VIII.6.1. Tronçon : SP1 – SR1 :**

Diamètre : 2000 mm

Longueur : 550 m

Profondeur : 3.8 m

Tableau VIII .3 : Coût estimatif du tronçon SP1 – SR1 :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	14212	348	4945776
Remblai	12314.5	400	4925800
Lit de sable	170.5	1000	170500
Total			10.042.076

VIII.6.2. Tronçon SR1 – Galerie :

Diamètre : 2000 mm

Longueur : 3025 m

Profondeur : 3.8 m

Tableau VIII .4 : Coût estimatif du tronçon SR1 – Galerie :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	68818.75	348	23729685
Remblai	67729.75	400	27091900
Lit de sable	938	1000	938000
Total			50.915.385

VIII.6.3. Tronçon Galerie – bassin :

Diamètre : 2000 mm

Longueur : 13420 m

(Voire chapitre III)

Tableau VIII .5 : Coût estimatif du tronçon Galerie – bassin :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	293629.6	348	102183100
Béton armé	101455.2	32000	3246566400
Total			3.348.749.501

VIII.6.4. Tronçon Bassin – SP2 :

Diamètre : 2500 mm

Longueur : 475 m

Profondeur : 4.6 m

Tableau VIII .6 : Coût estimatif du tronçon Bassin – SP2 :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	17698.5	348	6159078
Remblai	15197	400	6078800
Lit de sable	171	1000	171000
Total			12.408.878

VIII.6.5. Tronçon SP2 – RT1 :

Diamètre : 2000 mm

Longueur : 20125 m

Profondeur : 3.8 m

Tableau VIII .7 : Coût estimatif du tronçon SP2 – RT1 :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	520030	348	180970440
Remblai	450599	400	180239600
Lit de sable	6239	1000	6239000
Total			367.449.040

VIII.6.6. Tronçon RT1 – SP3 :

Diamètre : 2000 mm

Longueur : 15655 m

Profondeur : 3.8 m

Tableau VIII .8 : Coût estimatif du tronçon RT1 – SP3 :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	404525.2	348	140774769.6
Remblai	350515.45	400	140206180
Lit de sable	4853	1000	4853000
Total			285.833.950

VIII.6.7. Tronçon SP3 – SR2 :

Diamètre : 2000 mm

Longueur : 8650 m

Profondeur : 3.8 m

Tableau VIII .9 : Coût estimatif du tronçon SP3 – SR2 :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	223516	348	77783568
Remblai	193673.5	400	77469400
Lit de sable	2682	1000	2682000
Total			157.934.968

VIII.6.8. Tronçon SR2 – RT2 :

Diamètre : 2000 mm

Longueur : 5120 m

Profondeur : 3.8 m

Tableau VIII .10 : Coût estimatif du tronçon SR2 – RT2 :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	132300.8	348	46040678.4
Remblai	114636.8	400	45854720
Lit de sable	1587	1000	1587000
		Total	93.482.398

VIII.6.9. Tronçon RT2 – Draa Diss :

Diamètre : 1800 mm

Longueur : 1275 m

Profondeur : 3.2 m

Tableau VIII .11 : Coût estimatif du tronçon RT2 – Draa Diss :

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	24480	348	8519040
Remblai	20867.42	400	8346968
Lit de sable	370	1000	370000
		Total	17.236.008

Donc le coût total de la conduite de transfert sera :

$$P = 10042076 + 50915385 + 3348749501 + 12408878 + 367449040 + 285833950 + 157934968 + 93482398.4 + 17236008$$

$$P = 4.344.052.204 \text{ DA} \quad (4 \text{ milliards et } 344 \text{ millions de dinars})$$

VIII.7. Détermination du coût total des travaux:

- Coût de la station de pompage: **64.023.146 DA**

- Coût de la pose des conduites : **4.344.052.204 DA**

D'où le devis total des conduites et des stations de pompage sera :

$$D_{\text{total}} = 64023146 + 4344052204$$

$$= 4408075350 \text{ DA}$$

$$D_{\text{total}} = 4.408.075.350 \text{ DA}$$

VIII.8. CHOIX DES ENGINES :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

➤ **Bulldozer :**

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.



Figure VIII.1 : Bulldozer

➤ **Niveleuses :**

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure VIII.2 : Niveleuse automotrice

➤ **Pelle :**

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu



Figure VIII.3: Pelle à chenilles

➤ **Chargeur :**

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VIII.4: Chargeur

➤ **Compacteur :**

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse



Figure VIII.5 : compacteur

➤ **Camion malaxeur**

Son rôle est de transporter le béton prêt à partir de la centrale à béton aux ouvrages à construire



Figure VIII.6 : camion malaxeur

VIII.9. Planification des travaux :

La planification consiste à chercher la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;

VIII.9.1. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- Détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels-Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction finale

VIII.9.2.Détermination du chemin critique :

- Méthode CPM

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

- Chemin critique :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$MT = 0$$

La somme de TR = DTP

A) La station de pompage :

Les taches :

- ✓ Excavation - EXC
- ✓ Béton de propreté - BP
- ✓ La semelle - SEM
- ✓ Les demis poteaux - DP

- ✓ Remblai des fouilles – RF
- ✓ Longrine - L
- ✓ maçonneries - M
- ✓ Remblai compacté - RC
- ✓ Plâtre forme – PLF
- ✓ Les poteaux – P
- ✓ Poutre supérieure - PS
- ✓ Dalle - D
- ✓ Cloisonnement - C

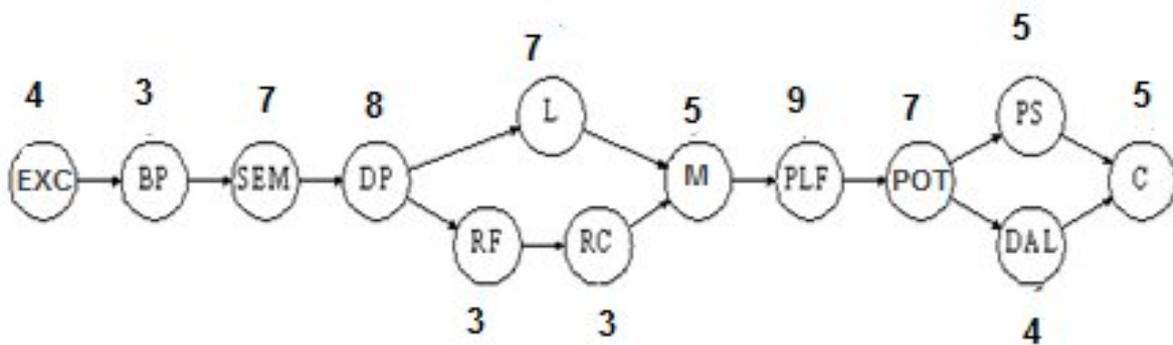


Figure VIII.7. Réseau à nœud pour la station de pompage

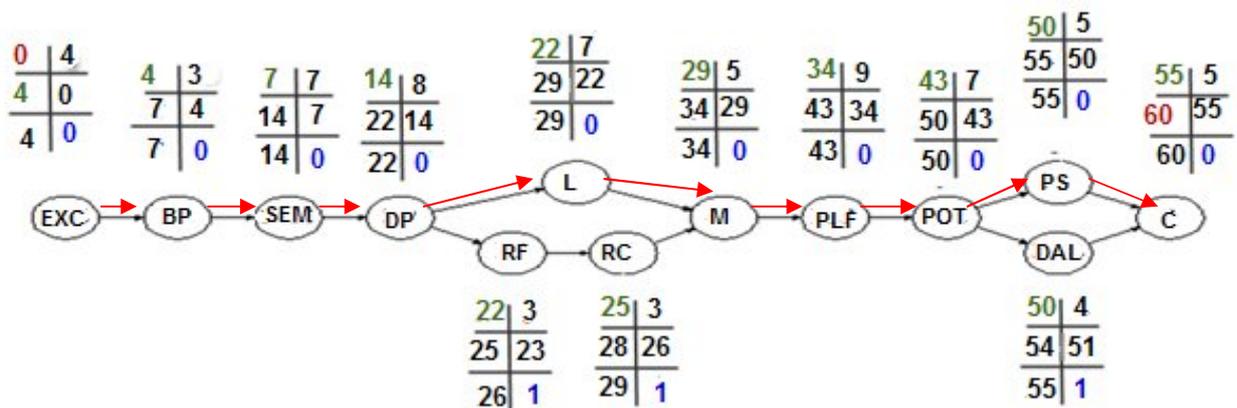


Figure VIII.8. Calcul du temps de réalisation de la station de pompage

→ : Schéma critique

❖ Diagramme de GANTT :

La représentation du diagramme est donnée par la figure suivante :

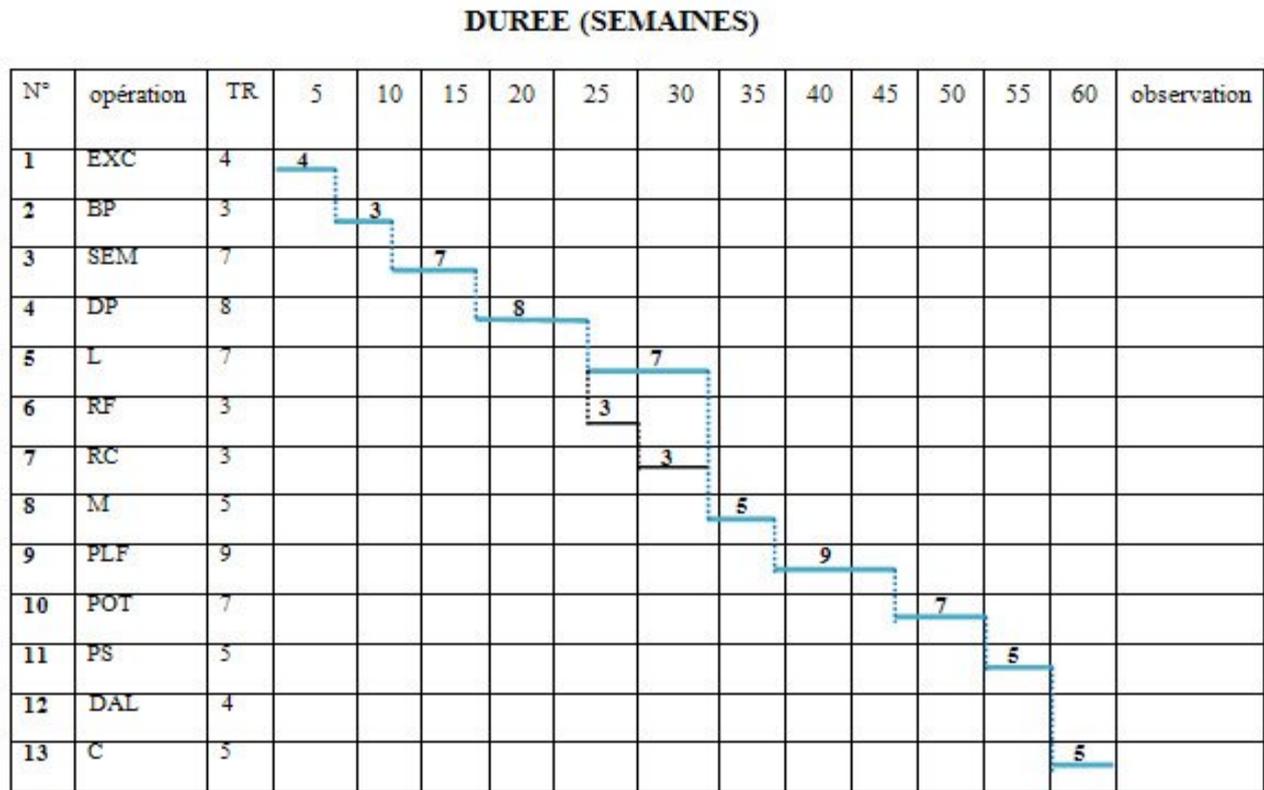
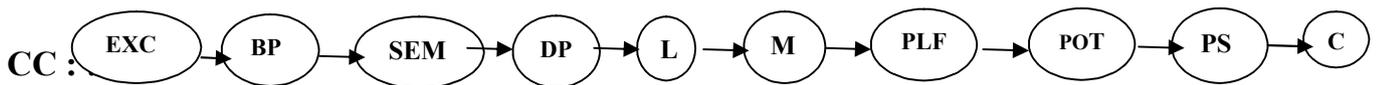


Figure VIII.9.diagramme de GANTT



Le temps de réalisation est donc : $T = 60$ semaines.

B) La pose de conduite :

Les taches :

- Décapage de la terre végétale - DEC 7 semaines
- Excavation de la tranchée - EXC 25 semaines
- Préparation de lit de sable – LS 12 semaines
- pose des conduites – PC 18 semaines
- Remblais des tranches - RB 10 semaines
- Compactage des tranches des conduites –C 6 semaines

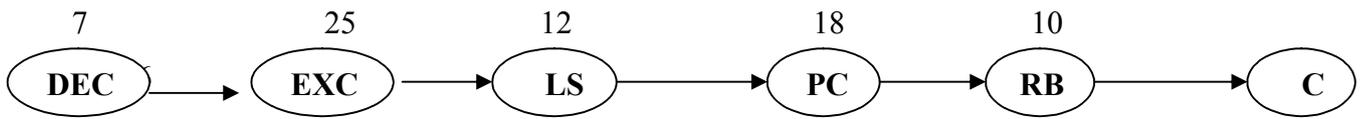


Figure VIII.10 Réseau à nœuds pour la pose des conduites

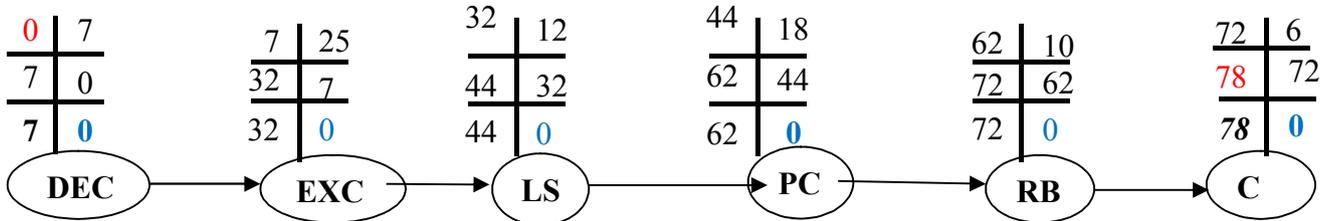


Figure VIII.11. calcul le temps de la pose des conduites

Le temps de la pose des conduites est donc: T = 78 semaines

Conclusion :

L'organisation de chantier est très importante pour la réalisation des projets; elle définit les engins utilisés sur le chantier, détermine tous les volumes des travaux nécessaires pour la réalisation des ouvrages, comme elle permet aussi de déterminer le coût du projet.

Grâce à une bonne organisation du chantier on arrivera à achever les travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

IX.1.Sécurité du travail :

La sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet de transfert, les différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage,

IX.1. Causes des accidents de travail :

Les accidents de travail à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

IX.1.1. Facteurs humain

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

IX1.2. Facteurs matériel

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques.

IX.2. Conditions dangereuses

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;

-
- Stockage irrationnel ;
 - Mauvaise disposition des lieux ;
 - Eclairages défectueux ;
 - Facteurs d'ambiance impropres ;
 - Conditions climatiques défavorables.

IX.3. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation,
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller.

IX.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

IX.4.1. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

IX.4.2. Protection collective

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

a) Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable à :

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b) Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

À travers ce chapitre, on peut conclure que Pour une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est nécessaire de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des Engins.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous avons présenté en premier lieu la zone de notre étude, et donné un aperçu général sur les caractéristiques du barrage.

L'importance de la longueur d'adduction (56 km) et la nature du relief qui est très accidenté nous a obligé de partager l'adduction en cinq tronçons dont trois en gravitaires, et de construire une galerie de 13.4 km

Pour les tronçons par refoulement, nous avons déterminé les diamètres économiques (étude technico-économique).

Pour les tronçons gravitaires, nous avons déterminé les diamètres avantageux (tenir compte de la charge disponible).

La liaison entre les tronçons gravitaires et par refoulement est assurée par deux réservoirs tampon RT1 et RT2 implantés où il y a un écrêtement du terrain.

Le refoulement du débit (7.2 m³/s) entre les cinq stations de pompage est assuré par sept pompes identiques dont deux de secours. Ces pompes sont commandées spécialement pour ce projet.

À fin de protéger les conduites contre le coup de bélier, nous avons installé des réservoirs d'air anti bélier juste à la sortie de chaque station de pompage

Le long de l'adduction, des venteuses sont installées à chaque point haut pour évacuer l'air et des robinets de vidange à chaque point bas pour la vidange de la conduite.

Nous souhaitons à ce que notre travail servira d'avant projet pour la réalisation de cette étude.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

[1] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[2] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année

[3] **H. GODART** Technique de l'ingénieur « Adduction et distribution d'eau »,p,C5 195-26 ,C5 195-27

[4] **Mémoire de fin d'étude :**

Mr. YAZID KACI (Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du barrage Koudiat Acerdoune vers les Communes Sud de la wilaya de Tizi-Ouzou ENSH 2009)

[5] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.

[7] **MICHEL.A.MOREL**

Exercice de mécanique des fluides.

[6] **Recherches sur internet :**

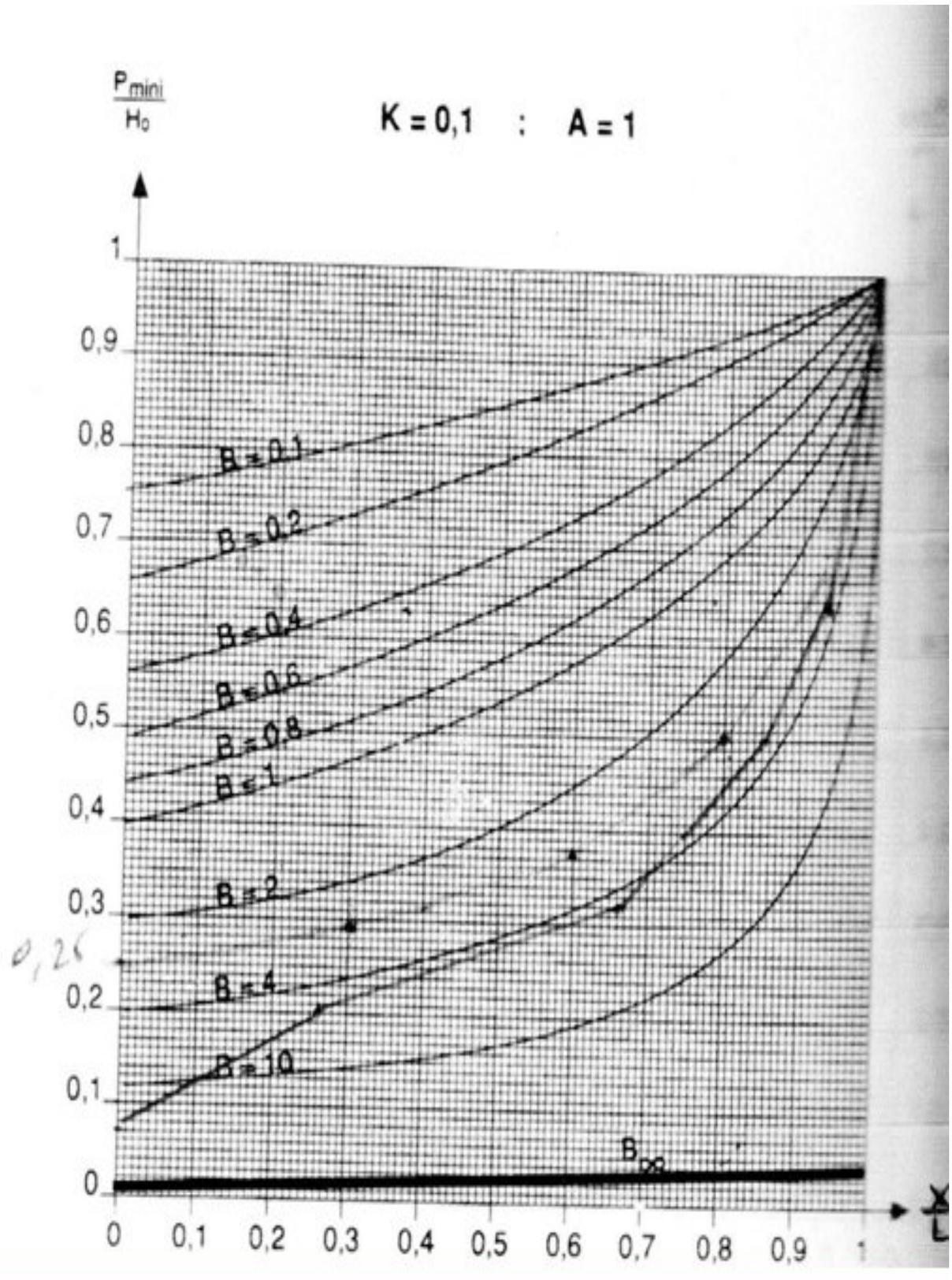
www.google.fr

www.eneris.fr

www.wikipédia.fr

ANNEXES

ANNEXE : VII.1



ANNEXE : VII.2

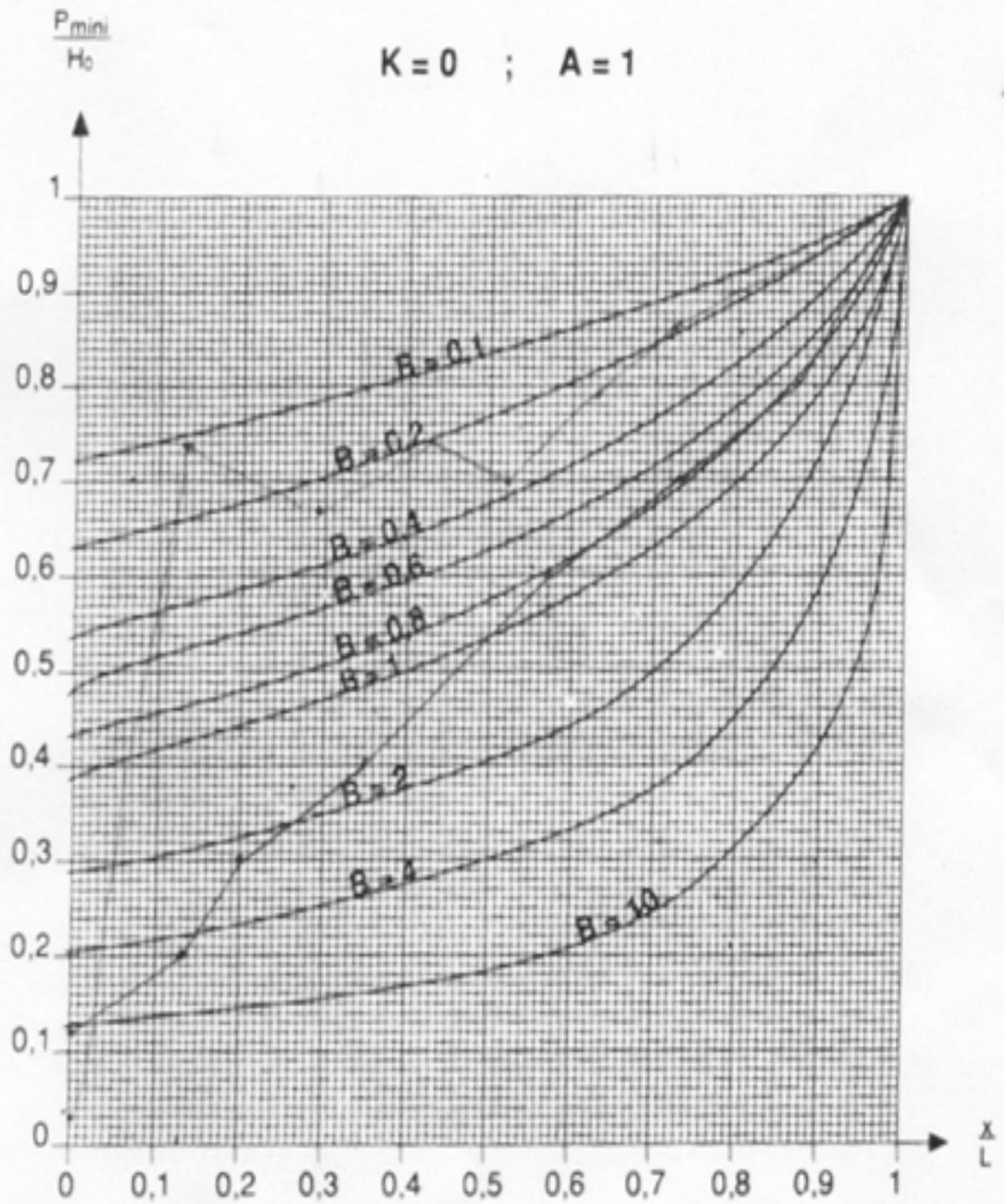


Fig. A III.3

ANNEXE :VII.3

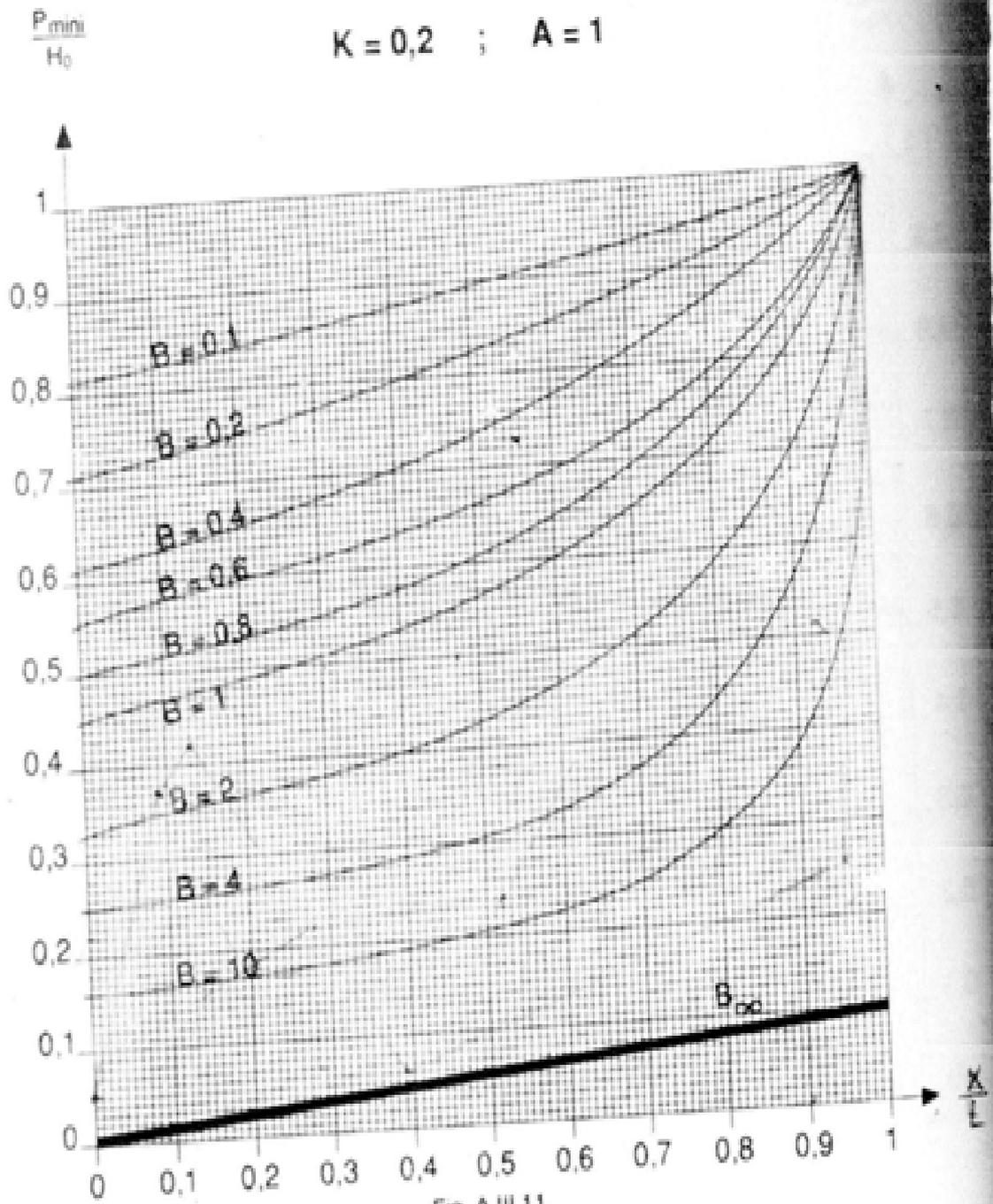


Fig. A.III.11

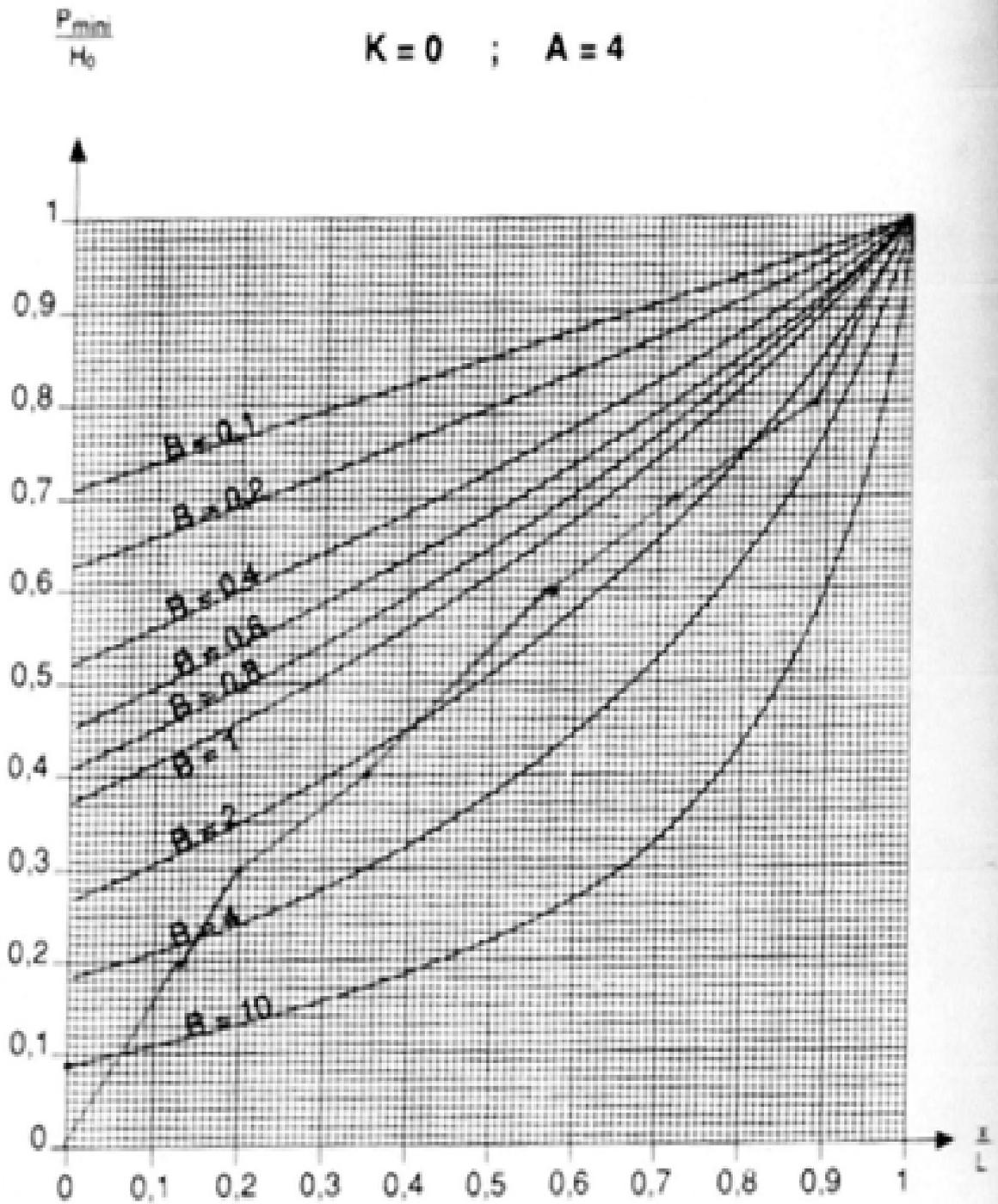


Fig. A III.5