

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département d'Hydraulique

Mémoire de Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en
Hydraulique
Thème

**Etude du Raccordement de la Station de
Dessalement de Cap Djinet aux quatre
Communes de la wilaya de Boumerdes**

Par : Mr. TAIBI Tahar

Dirigé par :
Mr. BERKANI .ENP

Promotion : 2010
ENP 10, Avenue Hassen Badi, BP.186 EL HARRACH, ALGER

Remerciements

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de
m'avoir donné la chance et le courage pour réaliser ce travail.

Je tiens à remercier Mr Temmar Adam pour ses orientations, aides et conseils.

Il m'est particulièrement agréable de remercier mon promoteur,

Mr Berkani Docteur de l'Ecole

National Polytechnique pour ses précieux conseils, son soutien
et son aide tout au long de ce travail, par la même occasion je remercie tous mes
enseignants du département Hydraulique.

Ma profonde gratitude va à ma mère et à mon père
et à toute ma famille qui ont tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir ingénieur

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents que Dieu les protège

A mes Frères

A mes Sœurs qui seront toujours présentes dans ma pensée

A toute ma famille

A mes chers amis

A mes chers amis de l'école,

A mes Professeurs de l'Ecole Nationale Polytechnique

A tous ceux qui m'aiment et qui me portent dans leurs cœurs.

ملخص:

هذا المشروع يعتمد على دراسة احتياجات الماء الصالح للشرب في البلديات الأربعة: زموري، كاب جنات، سيدي داود، ولقاط وتزويدهم بالماء الصالح للشرب من محطة تصفية المياه بكاب جنات بواسطة الأنابيب التي يتم قياس قطرها ومحاولة حمايتها من الصدئ ومن الضغط الزائد
ووضع خزانات للمياه التي يتم قياس أبعادها بواسطة حجم الماء المخزن فيها .

الكلمات المفتاحية:

احتياجات، الماء الشروب، حماية.

Résumé :

Ce projet repose sur l'étude des besoins d'eau potable dans les municipalités des quatre commune : Zemmouri ,Cap Djinet, Sid Daoud et Laghata et de leur fournir l'eau potable de la station de dessalement de Cap Djinet par des conduites qui dimensionne et en essayer de protège de la corrosion et coup de bélier....

Et le développement de réservoirs d'eau qui dimensionne par le volume d'eau stockée.

Mots clés

Besoins, l'eau potable, protège.

Summary:

This projet depends on the study of the needs of drinking water in the municipalities of the four: Zemmouri, Cap djinet, Sid Daoud, and laghata and provider thème with drinking water from water purification plant in Cap Djinet by pipes that are measured in diameter and try to protect it from rust

And the développement of water reservoirs which dimensions are measured by the volume of water stored in it.

Key words

Needs, drinking water , protect .




Sommaire

Introduction général

CHAPITRE I PRESENTATION DE LA VILLE

I.	Introduction	1
a.	Contexte de l'étude.....	1
	Limite de la zone de l'étude et horizon d'étude.....	1
1.	Description.....	1
•	Couloir EST.....	2
a)	Commune de Djinet.....	2
b)	Commune de Sidi Daoud.....	3
•	Couloir OUEST.....	3
a)	Commune de Leghata.....	3
b)	Commune de Zemmouri.....	3
2.	Situation régionale	3
3.	Situation sismique	4
III.	Localisation de la station de dessalement.....	4
IV.	Description du système Taksebt (SPET).....	6

CHAPITRE II LES BESOINS EN EAU

I.	Introduction	7
II.	Evaluation de la population	7
a)	La commune de Cap djinet	7
b)	La commune de Zemmouri	8
c)	La commune de Laghata	8
d)	La commune de Sidi Daoud	8
III.	Calcul des besoins en eau par catégories	9
	Besoins domestiques.....	9
	Besoins administratifs	10
	Besoins scolaires	11

✚ Besoins sanitaires	12
✚ Besoins socioculturels	13
✚ Besoins industriels	14
✚ Besoins touristiques.....	14
IV. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	15
V. Les ressources existantes dans la zone d'étude	16
VI. Bilan général	17
VII. Conclusion	18

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION EN EAU

I. Introduction	25
II. Etude de la variation des débits.....	25
1. Calcul des consommations journalières maximales.....	25
• Commune de Cap Djinet.....	26
• Commune de Zemmouri.....	26
• Commune de Laghata.....	27
2. Coefficient d'irrégularité journalière minimale.....	27
3. Coefficient d'irrégularité horaire.....	28
4. Coefficient d'irrégularité horaire maximale	28
5. Le coefficient d'irrégularité horaire minimal	28
6. Calcul du débit de pointe.....	29
7. Calcul de la consommation horaire.....	31

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES

D'ADDITION

I. Introduction	24
• Adduction gravitaire.....	24
• Adduction par refoulement	24
II. Conditions d'établissement de la conduite de refoulement.....	24
1. Conditions techniques	24
2. Conditions économiques	25
III. Variante (A)	25
1. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction par refoulement.....	26
• Le tronçon A-B.....	28

• Frais de la conduite	28
• Frais d'exploitation	28
• Frais de la station de pompage	29
• Le cout total des conduites	29
2. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction par gravité.....	29
• Tronçon B-C.....	29
• Cout d'investissement	29
• Calcul des pertes de charge	30
• Tronçon-D	30
• Cout d'investissement	31
• Tronçon C-E.....	31
• Cout d'investissement.....	32
• Tronçon E-F	32
• Cout d'investissement	33
• Tronçon F-G	33
• Cout d'investissement	33
• Tronçon F-RK.....	33
• Cout d'investissement	34
• Tronçon J-C EST.....	34
• Cout d'investissement	34
• Tronçon E-H	35
• Cout d'investissement	35
• Tronçon H-I	35
• Cout d'investissement	36
IV. Variante (B)	37
1. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction par refoulement.....	38
• Tronçon A-B.....	38
• Frais de la conduite	38
• Frais d'exploitation	38
• Frais de la station de pompage	39
• Le cout total des conduites	39
2. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction par graviter	39
• Tronçon B-C.....	39
• Cout d'investissement	39
• Calcule les pertes de charge	40
• Tronçon C-D.....	40
• Cout d'investissement	41
• Tronçon C-E.....	41

•	Cout d'investissement.....	42
•	Tronçon E-F	42
•	Cout d'investissement	42
•	Tronçon F-G	42
•	Cout d'investissement	43
•	tronçon F-RL.....	43
•	Cout d'investissement	43
•	tronçon J-C EST	44
•	Cout d'investissement	44
•	Tronçon E-H	44
•	Cout d'investissement	45
•	Tronçon H-I	45
•	Cout d'investissement	45
V.	Comparaison des variantes.....	46

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

I.	Introduction.....	47
II.	Rôle et fonctions des réservoirs.....	47
1.	Fonction technique des réservoirs.....	47
III.	Emplacement des réservoirs	48
IV.	Calcul de la capacité des réservoirs.....	48
V.	Equipements des réservoirs	49
VI.	Entretien des réservoirs	50
VII.	Hygiène et sécurité.....	50
VIII.	Réservoirs de Cap djinet RC.....	51
1.	Variation de volume du réservoir.....	52
2.	Volume du réservoir.....	52
3.	Capacité théorique	53
IX.	Dimensions du réservoir.....	53
X.	Réservoir de Laghata RK.....	54
1.	Variation de volume du réservoir.....	55
2.	Volume de réservoir.....	55
3.	Capacité théorique.....	56
XI.	Dimensions du réservoir.....	56
XII.	Réservoir Zemmouri RZ.....	57
1.	Variation de volume du réservoir.....	58
2.	Volume du réservoir.....	58
3.	Capacité théorique.....	59

XIII. Dimensions du réservoir.....	59
XIV. Réservoir Tampon RT	60
XV. Réservoir d'équilibre RE	60
XVI. Conclusion.....	60

CHAPITRE IV

PROTECTION DES CONDUITES

I. Introduction.....	61
II. Définition de la corrosion	61
III. Revêtements protecteurs	62
1. Revêtements passifs	62
a. Les revêtements thermoplastiques	62
i. Les dérivées des goudrons et houilles	62
ii. Les dérivées des bitumes de pétrole.....	62
iii. Les polyoléfines	62
b. Matériaux thermodurcissables.....	63
2. Revêtements actifs.....	63
a. Revêtements minéraux.....	63
b. Revêtements métalliques.....	63
IV. Traitement du milieu.....	63
V. Protection contre le coup de bélier	63
1. Anti-béliers spécifiques	64
• Vanne à fermeture lente	64
• Soupape de décharge.....	64
• Le By-pass	65
2. Anti-béliers non spécifiques	65
• Cheminée d'équilibre et réservoir	65
• Cheminée d'équilibre	65
• Réservoir anti-bélier	66

Conclusion général

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Evaluation de la population (Cap djinet).....	7
Tableau II.2 : Evaluation de la population (Zemmouri).....	8
Tableau II.3 : Evaluation de la population (Laghata).....	8
Tableau II.4 : Evaluation de la population (Sidi Daoud).....	8
Tableau II.5 : Evaluation de la population des 4 communes	9
Tableau II.6 : Détermination des besoins domestiques en 2010.....	9
Tableau II.7 : Détermination des besoins domestiques en 2030.....	10
Tableau II.8 : Détermination des besoins administratifs (Cap djinet).....	10
Tableau II.9 : Détermination des besoins administratifs (Zemmouri).....	10
Tableau II.10 : Détermination des besoins administratifs (Laghata).....	10
Tableau II.11 : Détermination des besoins administratifs (Sidi Daoud)	11
Tableau II.12 : Détermination des besoins scolaires (Cap djinet).....	11
Tableau II.13 : Détermination des besoins scolaires (Zemmouri).....	11
Tableau II.14 : Détermination des besoins scolaires (Laghata).....	11
Tableau II.15 : Détermination des besoins scolaires (Sidi Daoud).....	12
Tableau II.16 : Détermination des besoins sanitaires (Cap djinet).....	12
Tableau II.17 : Détermination des besoins sanitaires (Zemmouri).....	12
Tableau II.18 : Détermination des besoins sanitaires (Laghata).....	12
Tableau II.19 : Détermination des besoins sanitaires (Sidi Daoud).....	12
Tableau II.20 : Détermination des besoins socioculturels (Cap djinet).....	13
Tableau II.21 : Détermination des besoins socioculturels (Zemmouri).....	13
Tableau II.22 : Détermination des besoins socioculturels (Laghata).....	13
Tableau II.23 : Détermination des besoins socioculturels (Sidi Daoud).....	13
Tableau II.24 : Détermination des besoins industriels (Zemmouri).....	14
Tableau II.25 : Détermination des besoins touristique (Zemmouri).....	14
Tableau II.26 : Détermination des besoins de la future construction (zemmouri).....	14
Tableau II.27 : Récapitulation des besoins (Cap djinet).....	15
Tableau II.28 : Récapitulation des besoins (Zemmouri).....	15

Tableau II.29 : Récapitulation des besoins (Laghata).....	15
Tableau II.30 : Récapitulation des besoins (Sidi Daoud).....	16
Tableau II.31 : Les ressources existantes (Cap djinet).....	16
Tableau II.32 : Les ressources existantes (Zemmouri).....	16
Tableau II.33 : Les ressources existantes (Laghata).....	16
Tableau II.34 : Les ressources existantes (Sidi Daoud).....	17
Tableau II.35 : Le bilan hydraulique	17
Tableau III.1 Calcul des consommations maximales journalières (Cap djinet).....	20
Tableau III.2 Calcul des consommations maximales journalières (Zemmouri).....	20
Tableau III.3 Calcul des consommations maximales journalières (Laghata).....	20
Tableau III.4 : Les valeurs de β en fonction de la population.....	21
Tableau III.5 : Les valeurs de β_{\max} , α_{\max} , $K_{h \max}$ en fonction de la population.....	21
Tableau III.6 : Les valeurs de K_j K_h K_p de chaque commune.....	22
Tableau III.6 : Calcule du débit de pointe.....	22
Tableau III.7 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tableau IV.1 : Frais de la conduite (Tronçon A-B)	28
Tableau IV.2 : Frais d'exploitation.....	28
Tableau IV.3 : Frais de la station de pompage	29
Tableau IV.4 : Le cout total.....	29
Tableau IV.5 : Vérification de vitesse (Tronçon B-C)	29
Tableau IV.6 : Cout de d'investissement.....	30
Tableau IV.7 : calcule les pertes de charge	30
Tableau IV.8 : Vérification de vitesse (Tronçon C-D)	31
Tableau IV.9 : Cout de d'investissement.....	31
Tableau IV.10 : calcule les pertes de charge	31
Tableau IV.11 : Vérification de vitesse (Tronçon D-E)	31
Tableau IV.12 : Cout de d'investissement.....	32
Tableau IV.13 : calcule les pertes de charge	32
Tableau IV.14 : Vérification de vitesse (Tronçon E-F)	32
Tableau IV.15 : Cout de d'investissement.....	32

Tableau IV.16 : Calcule des pertes de charge	33
Tableau IV.17 : Vérification de vitesse (Tronçon F-G)	33
Tableau IV.18 : Cout de l'investissement.....	33
Tableau IV.19 : Calcule les pertes de charge	33
Tableau IV.20 : Vérification de vitesse (Tronçon F RL)	34
Tableau IV.21 : Cout de d'investissement.....	34
Tableau IV.22 : Calcul les pertes de charge	34
Tableau IV.23 : Vérification de vitesse (Tronçon J -Couloir EST)	34
Tableau IV.24 : Cout de d'investissement.....	34
Tableau IV.25 : Calcul des pertes de charge.....	34
Tableau IV.26 : Vérification de vitesse (tronçon E H)	35
Tableau IV.27 : Cout de l'investissement.....	35
Tableau IV.28 : Calcul des pertes de charge	35
Tableau IV.29 : Vérification de vitesse (Tronçon H I)	35
Tableau IV.30 : Cout de l'investissement.....	36
Tableau IV.31 : Calcul des pertes de charge	36
Tableau IV.32 : Les valeurs de chaque tronçons.....	36
Tableau IV.33 : Frais de la conduite (Tronçon A-B)	38
Tableau IV.34 : Frais d'exploitation.....	38
Tableau IV.35 : Frais de la station de pompage	39
Tableau IV.36 : Le cout total.....	39
Tableau IV.37 : Vérification de vitesse (Tronçon B-C)	39
Tableau IV.38 : Cout de d'investissement.....	40
Tableau IV.39 : Calcule les pertes de charge	40
Tableau IV.40 : Vérification de vitesse (Tronçon C- D)	41
Tableau IV.41 : Cout de d'investissement.....	41
Tableau IV.42 : Calcul les pertes de charge	41
Tableau IV.43 : Vérification des vitesses (Tronçon C -E)	41
Tableau IV.44 : Cout de l'investissement.....	41
Tableau IV.45 : Calcul des pertes de charge	42
Tableau IV.46 : Vérification de vitesse (Tronçon F-E)	42
Tableau IV.47 : Cout de d'investissement.....	42
Tableau IV.48 : Calcul les pertes de charge	42
Tableau IV.49 : Vérification de vitesse (Tronçon F -G)	43

Tableau IV.50 : Cout de d'investissement.....	43
Tableau IV.51 : Calcul des pertes de charge	43
Tableau IV.52 : Vérification de vitesse (Tronçon F- RL).....	43
Tableau IV.53 : Cout de l'investissement.....	43
Tableau IV.54 : Calcul des pertes de charge	43
Tableau IV.55 : Vérification de vitesse (Tronçon J -C EST).....	44
Tableau IV.56 : Cout de l'investissement.....	44
Tableau IV.57 : Calcul des pertes de charge.....	44
Tableau IV.58 : Vérification de vitesse (Tronçon E-H)	44
Tableau IV.59 : Cout de l'investissement.....	45
Tableau IV.60 : Calcul des pertes de charge	45
Tableau IV.61 : Vérification de vitesse (Tronçon H- I)	45
Tableau IV.62 : Cout de l'investissement.....	45
Tableau IV.63 : Calcul des pertes de charge	45
Tableau IV.64 : Valeurs de chaque tronçon.....	46
Tableau IV.65 : Comparaison des variantes	46
Tableau V .1 : Détermination de la capacité du réservoir de Cap djinet	57
Tableau V. 2 : Détermination de la capacité du réservoir de Cap djinet	60
Tableau V.3 : Détermination de la capacité du réservoir de Cap djinet.....	63

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Limite de la zone d'étude.....	2
Figure 2 : Localisation de la station de dessalement.....	5
Figure II-1 : Bilan «Ressources - Besoins» selon l'horizon 2030 sans SDEM.....	17
Figure II-1 : Bilan «Ressources - Besoins» selon l'horizon 2030 avec SDEM.....	18
Figure IV.1 : Schéma Variante (A).....	25
Figure IV.1 : Schéma Variante (B).....	37
Figure V.1 : Équipement du réservoir.....	49
Figure V.2 : Variation de volume du réservoir (RD).....	52
Figure V.3 : Volume de réservoir (RD).....	52
Figure V .4 : Capacité théorique (RD).....	53
Figure V.5 : Variation de volume du réservoir (RL).....	55
Figure V.6 : Volume de réservoir (RL).....	55
Figure V .7 : Capacité théorique (RL).....	56
Figure V.8 : Variation de volume du réservoir (RZ).....	58
Figure V.9 : Volume de réservoir (RZ).....	58
Figure V .10 : Capacité théorique (RZ).....	59
Figure V.11 : Réservoir rectangulaire (RT).....	60
Figure V.11 : Réservoir rectangulaire (RE).....	60
Figure VI .1 : conduite détruite à cause de coup de bélier.....	64
Figure VI.2 : soupape de décharge.....	64
Figure VI.3 : Le By -pass.....	65
Figure VI.4 : Réservoir anti-bélier.....	66

Introduction générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique puisque celui-ci est lié intimement à toutes les branches de l'économie de cette région.

Etant donné les quantités d'eau disponible en décroissance chaque année, il faut trouver des solutions et des stratégies rigoureuses pour pouvoir assurer l'alimentation en eau potable des populations.

L'objectif de ce mémoire de fin d'études consiste en l'étude hydraulique du raccordement de la future Station de dessalement de Cap Djinet aux réseaux d'eaux potable des communes déficitaires de la wilaya de Boumerdes. Cette station sera dimensionnée pour produire un débit de 100 000 m³/j en continu soit 1.16m³/s 24h/24h.

La majeure partie du débit produit devrait être introduit dans le système de transfert Taksebt-Boudouaou et le reste sera acheminé vers deux directions

- **Couloir Est** : vers Cap Djinet et Sidi Daoud.
- **Couloir Ouest** : vers Zemmouri et Laghata.

CHAPITRE I
PRESENTATION
DE
LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I. Introduction

La zone objet de l'étude, fait partie d'un ensemble urbain constitué de plusieurs agglomérations. Elle est située entre le Sahel Bouberek et Zemmouri El Bahri. Cette zone est actuellement mal desservie en eau potable, les seules ressources exploitées sont les nappes souterraines.

Le système d'alimentation à partir du transfert de Taksebt (SPET) ne prévoit pas l'alimentation en eau potable de cette zone côtière, mis à part un branchement mixte pour Si Mustapha et Zemmouri.

II. Limite de la zone de étude et l'horizon d'étude

1. Description

L'aire de l'étude est définie comme la zone géographique et administrative englobant quatre (04) communes côtières dans la wilaya de Boumerdes (figure 1).

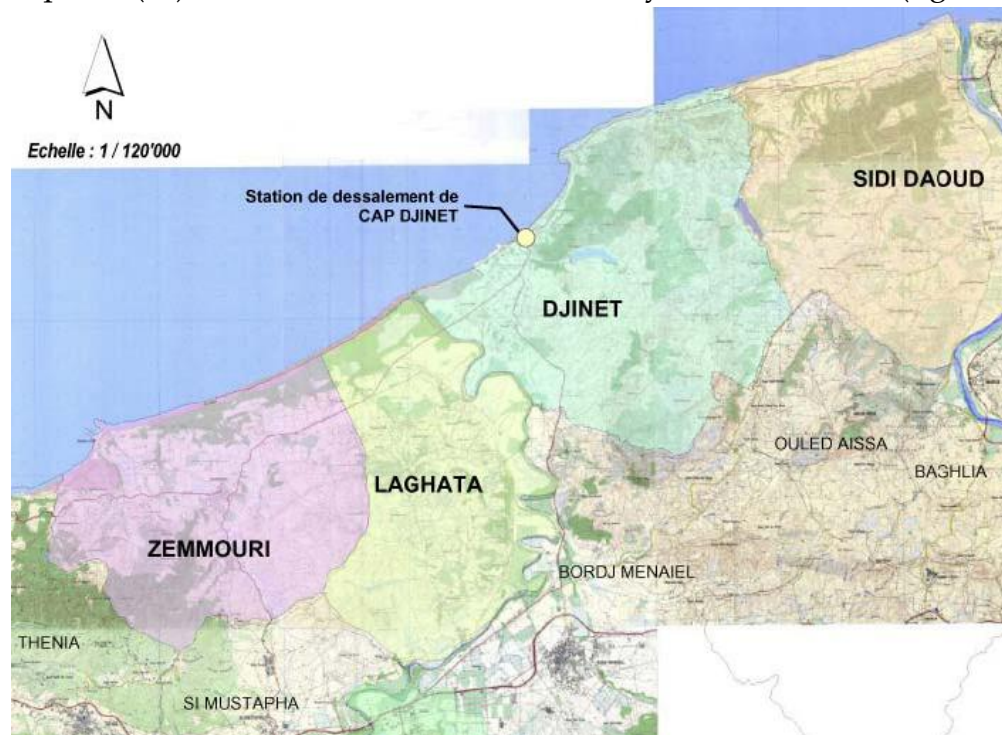


Figure 1 : Limite de la zone d'étude

La zone d'étude concernée par l'alimentation en eau potable à partir de la station de dessalement Cap Djinet est comprise entre les communes de Sahel Bouberek et Zemmouri, Elle concerne les localités suivantes :

- **Couloir EST**

- a) **Commune de Djinet**

- Agglomération du chef lieu Djinet
 - Ouled Bounoua
 - Carrière « Bas »
 - VSA Carrière
 - Abdel Ouiret
 - Ouled Gnanim - Dar Mendil
 - Cité Sonelgaz
 - Boumlih - Ferme Chabane
 - Douar Nouacer - Abdel Hamid
 - Haouch Selfani
 - Mazer I et II
 - Abdel Ouiret - Ouled Bounoua ancienne
 -

- b) **Commune de Sidi Daoud**

- Sahel Bouberek
 - Souanine
 - Ouled Taleb
 - Ouled Si Djillali

- **Couloir OUEST**

- a) **Commune de Leghata**

- Ouled Allel - Koudiat El Arais
 - Mandoura
 - Chevalley - Rehahla

- b) **Commune de Zemmouri**

- Agglomération du chef lieu de Zemmouri
 - Zemmouri el Bahri
 - Zaatra
 - Forêt du Sahel
 - Douar Bendou
 - Douar Hamouche - Skira
 - Mosquet - Belhidouche
 - Douar Hadj Ahmed III - Ghellil
 - Douar Hadj Ahmed I

- Douar Hadj Ahmed II
- Douar Boussara
- Douar Ghellil I et II

2. Situation régionale

Dans le but de mieux comprendre la géologie de notre air d'étude il est indispensable de donner un aperçu sur la géologie générale de la région de DELLYS.

En effet la géologie de la région est très complexe et présente une grande variété de roches qui s'étale des roches magmatiques anciennes (granite, pegmatite, granitoïde, blast mylonites) au roches métamorphiques (gneissiques, marbres dolomitiques, amphibolites, micaschistes) ainsi que des roches sédimentaires (argiles, marnes, conglomérats, formations de plages et alluvions récents).

Les travaux de reconnaissance sur site ont pu dégager deux axes :

- un axe principal le long de la (RN24) reliant Zemmouri a Cap Djinet.
- un deuxième axe sur la route nationale (RN68) reliant Zemmouri a Bordj ménail le long de l'oued Isser.

Les études géophysiques et géotechniques faites dans le cadre d'une étude d'AEP récente le long du premier axe, ont montré que d'une manière général les terrains sont constitués par des formations conductrices ou semi conductrices correspondant a des sables humides et des argiles sableuses.

Notant aussi la présence par endroit de formations résistantes (conglomérat, calcaire ou autre). Il est à signaler qu'à partir de la carrière d'agrégats (à l'autre coté de la route de la station de dessalement) le terrain correspond à un domaine d'affleurement des andésites et labradorites altérées ainsi que des tufs ryolitiques.

Concernant le deuxième axe (RN68) reliant Zemmouri a Bordj ménail; on peut dire que les sols sont constitués de formations plus recensées en rive droite de l'oued Isser. Il s'agit essentiellement de sables humides et d'argiles sableuses parfois présentant une forte proportion de matériaux grossiers.

3. Situation sismique

La région de Zemmouri a été gravement touchée par le séisme de 2003 d'où sa classification en zone 3 a (zone a forte sismicité) selon le RPA de 2004.

Il est strictement indispensable de prendre en considération le paramètre sismique.

III. Localisation de la station de dessalement

Le site d'implantation de la station de dessalement de Cap Djinet se trouve dans la wilaya de Boumerdes, sur le territoire de la commune de Djinet au lieu-dit Douar Mendil. Les terrains envisagés sont situés à l'ouest de l'oued Isser et la centrale électrique de Cap Djinet. A cet endroit, le littoral se compose d'une plage entourée de terrains dunaires.



Figure 2 : Localisation de la station de dessalement

Ce site qui est retenu -parmi sept proposés-présente comme principaux avantages d'offrir de vastes étendues plates disponibles au niveau de la mer et d'être à proximité d'une centrale électrique.

L'usine de dessalement comprendra les éléments suivants :

- La prise d'eau de pompage
- Le prétraitement
 - ✓ Physique (filtration)
 - ✓ Chimique (oxydation, élimination du chlore résiduel, acidification éventuelle, séquestration).
- Le traitement par osmose inverse
- Les pompes hautes pression avec un système de récupération d'énergie,
- Les unités d'osmose avec tubes de pression, membranes et accessoires,
- Un système de nettoyage des membranes,

IV. Description du système Taksebt (SPET)

Ce système est destiné à renforcer l'alimentation en eau potable des Wilayas de Tizi Ouzou, Boumerdes et Alger. Le système utilisera les ressources des Oueds Aissi et Bougdoura qui sont les principaux affluents de l'Oued Sébaou. L'eau des deux oueds sera emmagasinée et régularisée par les barrages de Taksebt et de Souk Tleta. L'eau de ces deux barrages sera refoulée par le biais des deux stations de pompage principales vers les stations de traitement de l'eau (STE) de Taksebt et Draa Ben Khedda, respectivement. L'eau traitée transitera gravitairement jusqu'au nouveau réservoir modulation / sécurisation à construire dans l'enceinte de la STE existante de Boudouaou, avec piquages d'AEP en ligne dont un piquage en tête de transfert vers l'est le long de la chaîne de Freha-Azazga.

Il comprend deux stations de pompage, deux stations de traitement des eaux, des conduites et des tunnels. Il a pour but de transférer l'eau brute des barrages de Taksebt et de Souk Tleta jusqu'aux deux STE, et par la suite, l'eau traitée des STE jusqu'au nouveau réservoir d'équilibre à construire dans l'enceinte de la STE existante de Boudouaou. A Boudouaou, il sera possible de mélanger les eaux traitées du SPET avec l'eau en provenance du système existant (SPIK): le Système de Production Isser-Keddara car le nouveau réservoir sera inter-lié avec le réservoir d'eau traitée de la STE existante de Boudouaou. Les débits régularisés des deux retenues sont de 175 hm³/an pour Taksebt et 78 hm³/an pour Souk Tleta.

Le système de transfert a été conçu de manière à transporter la quantité d'eau disponible en prenant compte des débits des différents piquages prévus le long de son parcours.

Les conduites ont été dimensionnées en tenant compte des pertes d'eau aux STE et de manière à transporter les débits moyens calculés auxquels s'ajoutent 30% pour faire face aux besoins de pointe des villes à desservir pendant l'étiage.

Les capacités des différents tronçons du transfert ont été calculées en tenant compte des débits disponibles à la sorties des barrages et des STE et les débits d'eau traitée des différents piquages le long de son parcours.

CHAPITRE II
LES BESOINS
EN EAU

CHAPITRE II

LES BESOINS EN EAUX

I. Introduction

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige la fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socio-économique et procèdent à la fois de :

- La volonté politique des pouvoirs publics, qui fixent pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs du secteur de l'alimentation en eau potable.
- Des ressources en eau susceptibles d'être mobilisés pour satisfaire les besoins en eau domestiques (qualité et quantité) etc.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation postule la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

II. Evaluation de la population

Le nombre d'habitant dans le futur est estimé par la formule suivant :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

Avec ;

P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab),

P_0 : population de l'année de référence (hab),

τ : taux d'accroissement annuel de la population,

n : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

a. La commune de Cap djinet

Tableau 1 : Evaluation de la population.

Commune De cap djinet	La population En 2009 (hab)	Le taux d'accroissement τ [%]	La population En 2010 (hab)	La population En 2030 (hab)
Population Agglomérée	13385	0.73	13482	15593
Population Eparse	8148		8207	94920

Population total	21533		21689	25085
------------------	-------	--	-------	-------

b. La commune de Zemmouri :

Tableau 2 : Evaluation de la population.

Commune De zemmouri	La population En 2009 (hab)	Le taux d'accroissement τ [%]	La population En2010 (hab)	La population En 2030 (hab)
Population Agglomérée	18338	2.22	18745	28967
Population Eparses	7833		8006	12371
Population total	26171		26751	41338

c. La commune de Laghata :

Tableau 3 : Evaluation de la population.

Commune De laghata	La population En 2009 (hab)	Le taux d'accroissement τ [%]	La population En2010 (hab)	La population En 2030 (hab)
Population Agglomérée	9389	1.22	9503	12111
Population Eparses	4028		4077	5196
Population total	13416		13580	17307

d. La commune de Sidi Daoud :

Tableau 4 : Evaluation de la population.

Commune de sidi Daoud	La population En 2009(hab)	Le taux d'accroissement τ [%]	La population En2010 (hab)	La population En 2030(hab)
Population Agglomérée	2894	2.6	2969	4960
Population Eparses	3421		3509	5863
Population total	6315		6478	10824

Le tableau suivant dresse les valeurs de la population dans les 4 communes.

Tableau 5 : Evaluation de la population.

Les communes	Population En 2009(hab)	Population En 2010 (hab)	Population en 2030 (hab)
Cap djinet	21533	21689	25085
Zemmouri	26171	26751	41338
Laghata	13416	13580	17307
Sidi Daoud	6315	6478	10824
total	67435	68498	94554

III. Calcul des besoins en eau par catégories


➤ **Débit journalier moyen**

$$Q_{J_{\text{moy}}} = \frac{N_i Q_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec ;

Q_i : Dotation journalière en $l/j/hab$,

N_i : Nombre de consommateurs.

 **Besoins domestiques**

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et des habitudes de la population. Pour des petites agglomérations, la dotation varie de 80 à 100 $l/j/hab$ et de 150 à 200 $l/j/hab$ pour les grandes agglomérations.

L'agglomération dont on va étudier l'alimentation en eau potable est une agglomération importante. Nous pouvons donc adopter une dotation de 120 $l/j/hab$ pour le court terme et une dotation de 150 $l/j/hab$ pour l'horizon future (long terme)

Horizon actuel 2010 :

Tableau 6 : Détermination des besoins domestiques en 2010

Les communes	La population en 2010(hab)	La dotation journalière ($l/j/hab$)	Débit journalier moyen (m^3/j)
Cap djinet	21689	120	2602.68
Zemmouri	26751	120	3210.12
Laghata	13580	120	1629.6
Sidi Daoud	6478	120	777.36

Horizon future 2030 :

Tableau 7 : Détermination des besoins domestiques en 2030.

Les communes	La population en 2030(hab)	La dotation journalière (l/j/hab)	Débit journalier moyen (m ³ /j)
Cap djinet	25085	150	3762.75
Zemmouri	41338	150	6200.7
Laghata	17307	150	2596.05
Sidi Daoud	10824	150	1623.6

✚ Besoins administratifs :

• **COMMUNE DE CAP DJINET**

Tableau 8 : Détermination des besoins administratifs.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	DOTATION (m ³ /j/ETA)	Qj _{moy} (m ³ /j)
APC	1	0	15	15
Agence PTT	1	0	10	10
Gendarmerie	1	0	7	7
Garde communal	2	0	4	8
TOTAL				40

• **COMMUNE DE ZEMMOURI**

Tableau 9 : Détermination des besoins administratifs.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	DOTATION (m ³ /j/ETA)	Qj _{moy} (m ³ /j)
APC	1	0	15	15
Agence PTT	1	0	10	10
Gendarmerie	2	0	7	14
Garde communal	3	0	4	12
TOTAL				51

• **COMMUNE DE LAGHATA**

Tableau 10 : Détermination des besoins administratifs.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	DOTATION (m ³ /j/ETA)	Qj _{moy} (m ³ /j)
APC	1	0	15	15
Agence PTT	1	0	10	10
Gendarmerie	1	0	7	7
Garde communal	1	0	4	16
TOTAL				48

• COMMUNE DE SIDI DAOUD

Tableau 11 : Détermination des besoins administratifs

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	DOTATION (m ³ /j/ETA)	Qjmoy (m ³ /j)
APC	1	0	15	15
Agence PTT	1	1	10	20
Gendarmerie	1	0	7	7
Garde communal	2	0	4	8
Banque	0	1	8	8
Protection civil	0	1	15	15
TOTAL				73

✚ Besoins scolaires :

• COMMUNE DE CAP DJINET

Tableau 12 : Détermination des besoins scolaires.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	NOMBRE D'élèves	DOTATION (l/j/élève)	Qjmoy (m ³ /j)
Primaires	8	2	2310	30	69.3
Secondaires	2	0	960	30	28.8
lycées	1	0	900	30	27
TOTAL	11	2	4170		125.1

• COMMUNE DE ZEMMOURI

Tableau 13 : Détermination des besoins scolaires.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	NOMBRE D'élèves	DOTATION (l/j/élève)	Qjmoy (m ³ /j)
Primaires	2	4	2250	30	67.5
Secondaires	2	4	2640	30	79.2
lycées	1	1	1800	30	54
C.F.P.A	1	0	450	30	13.5
TOTAL	6	9	7140		214.2

• COMMUNE DE LAGHATA

Tableau 14 : Détermination des besoins scolaires.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	NOMBRE D'élèves	DOTATION (l/j/élève)	Qjmoy (m ³ /j)
Primaires	7	0	1380	30	41.4
Secondaires	2	0	840	30	25.2
lycées	0	1	450	30	13.5
C.F.P.A	0	0	0	30	0
TOTAL	9	1	2670		80.1

• **COMMUNE DE SIDI DAOU**

Tableau 15 : Détermination des besoins scolaires.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	NOMBRE D'élèves	DOTATION (l/j/élève)	Q_{jmoy} (m^3/j)
Primaires	5	3	1620	30	48.6
Secondaires	2	3	1500	30	45
lycées	1	0	840	30	25.2
C.F.P.A	1	0	240	30	7.2
TOTAL	9	4	3984		119.52

✚ **Besoins sanitaires :**

• **COMMUNE DE CAP DJINET**

Tableau 16 : Détermination des besoins sanitaires.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	DOTATION ($m^3/j/établissement$)	Q_{jmoy} (m^3/j)
Polycliniques	1	1	30	60
Centre de soin	2	1	15	45
TOTAL	3	2		105

• **COMMUNE DE ZEMMOURI**

Tableau 17 : Détermination des besoins sanitaires.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	DOTATION ($m^3/j/établissement$)	Q_{jmoy} (m^3/j)
Polycliniques	1	0	30	30
Centre de soin	1	3	15	60
TOTAL	2	4		90

• **COMMUNE DE LAGHATA**

Tableau 18 : Détermination des besoins sanitaires.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	DOTATION ($m^3/j/établissement$)	Q_{jmoy} (m^3/j)
Polycliniques	0	1	30	30
Centre de soin	7	1	15	120
TOTAL	7	2		150

• **COMMUNE DE SIDI DAOU**

Tableau 19 : Détermination des besoins sanitaires.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	DOTATION ($m^3/j/établissement$)	Q_{jmoy} (m^3/j)
Polycliniques	0	1	30	30
Centre de soin	4	5	15	135
TOTAL	4	6		165

✚ Besoins socioculturels :

• **COMMUNE DE CAP DJINET**

Tableau 20 : Détermination des besoins socioculturels.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	NOMBRE DE Fidèle	DOTATION (l/j/Fidel)	<i>Qjmoy (m³/j)</i>
Mosquées	3	1	800	15	12
Centre culturel	0	1	150	15	2.25
TOTAL	3	2	950		14.25

• **COMMUNE DE ZEMMOURI**

Tableau 21 : Détermination des besoins socioculturels.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	NOMBRE DE Fidèle	DOTATION (l/j/Fidel)	<i>Qjmoy (m³/j)</i>
Mosquée	3	1	800	15	12
Maison de jeunes	1	2	60	15	0.9
Salle de sports	1	0	50	15	0.75
Centre culturel	1	0	140	15	2.1
TOTAL	6	3	1050		15.75

• **COMMUNE DE LAGHATA**

Tableau 22 : Détermination des besoins socioculturels.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	NOMBRE DE Fidèle	DOTATION (l/j/Fidel)	<i>Qjmoy (m³/j)</i>
Mosquée	1	4	1000	15	15
Maison de jeunes	2	1	88	15	1.32
Salle de sports	1	0	60	15	0.9
Centre culturel	1	0	100	15	1.5
TOTAL	6	5	1248		18.72

• **COMMUNE DE SIDI DAOUD**

Tableau 23 : Détermination des besoins socioculturels.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	NOMBRE DE Fidèle	DOTATION (l/j/Fidel)	<i>Qjmoy (m³/j)</i>
Mosquée	5	0	1000	15	15
Maison de jeunes	1	0	80	15	1.2
Salle de sports	1	0	60	15	0.9
Centre culturel	1	0	120	15	1.8
Ecole coranique	0	1	50	15	0.75
TOTAL	8	1	1310		19.65

✚ Besoins industriels :

• **COMMUNE DE ZEMMOURI**

Tableau 24 : Détermination des besoins industriels.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	CONSOMATIONS (m ³ /j)
Agro-alimentaire	14	0	200
Textile et cuire	6	0	165
Métallique et mécanique	2	0	20
Industrie de papier	2	0	50
Bois et ameublement	3	0	15
Chimique	10	0	160
Matériaux de construction	7	0	70
TOTAL	44	0	680

✚ Besoins touristique :

• **COMMUNE DE ZEMMOURI**

Tableau II.25 : Détermination des besoins touristique.

Etablissement	EXISTANT	EN PROJET	Nombre De personne	DOTATION (l/j/personne)	<i>Q_jmoy</i> (m ³ /j)
Complexe ADIM	1	0	1500	150	225
Centre de vacance NAFTAL	1	0	2000	150	300
Centre de vacance ANP	1	0	1400	150	210
CAMPING	1	1	1000	150	150
Complexe hôtelier	0	1	1200	150	180
TOTAL	4	2	1065		1065

Il est prévu de construire une cité de 652 logements donc :

Tableau 26 : Détermination des besoins de la future construction.

Etablissement	Nombre de logement	Nombre des habitants	DOTATION (l/j/hab)	<i>Q_jmoy</i> (m ³ /j)
LA Cité à construire	652	3260	150	489
TOTAL				489

IV. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

- COMMUNE DE CAP DJINET

Tableau 27 : Récapitulation des besoins

TYPE DE BESOINS	CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE Qjmoy (m ³ /j)
DOMESTIQUES	3762.75
SCOLAIRES	125.1
ADMINISTRATIF	40
SANITAIRE	105
SOCIOCULTURELS	14.25
TOTAL	4047.1

- COMMUNE DE ZEMMOURI

Tableau 28 : Récapitulation des besoins.

TYPE DE BESOINS	CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE Qjmoy (m ³ /j)
DOMESTIQUES	6762.75
SCOLAIRES	214.2
ADMINISTRATIF	51
SANITAIRE	90
SOCIOCULTURELS	15.75
Industriels	680
Touristique	1065
Nouvelle construction	489
TOTAL	9367.7

- COMMUNE DE LAGHATA

Tableau 29 : Récapitulation des besoins

TYPE DE BESOINS	CONSOMATION MOYENN JOURNALIERE Qjmoy (m ³ /j)
DOMESTIQUES	2596.05
SCOLAIRES	80.1
ADMINISTRATIF	48
SANITAIRE	150
SOCIOCULTURELS	18.72
TOTAL	2892.87

• **COMMUNE DE SIDI DAOUD**

Tableau 30 : Récapitulation des besoins

TYPE DE BESOINS	CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE Qjmoy (m ³ /j)
DOMESTIQUES	1623.6
SCOLAIRES	119.52
ADMINSTRATIF	73
SANITAIRE	165
SOCIOCULTURELS	19.65
TOTAL	2000.77

V. Les ressources existantes dans la zone d'étude

a. Commune de Cap djinet

Les agglomérations de la commune de Djinet sont alimentées par les eaux souterraines à partir de deux forages situés au champ de captage d'Oued Isser près de la localité d'Ain El Hamra.

Tableau 31 : Les ressources existantes.

Commune	Ressources	Qjmoy (m ³ /j)
Cap djinet	Deux forages de la nappe Isser	776

b. Commune de Zemmouri

Les agglomérations de la commune de Zemmouri sont alimentées principalement par le réservoir 2x1500 m³ de Si Mustapha et par les deux forages de Laghata F1 et F2. Situés au champ de captage Oued Isser, et un forage près de la forêt du Sahel.

Tableau 32 : Les ressources existantes.

Commune	Ressources	Qjmoy (m ³ /j)
Zemmouri	Forage de la nappe Isser Forage du Sahel Réservoir Si Mustapha	3420

c. Commune de Laghata

La localité de Laghata est alimentée par un seul forage F1 situé au champ de captage Oued Isser.

Tableau 33 : Les ressources existantes.

Commune	Ressources	Qjmoy (m ³ /j)
Laghata	forages de la nappe Isser	540

d. Commune de Sidi Daoud

L'agglomération de Sahel Bouberek est alimentée par un seul forage situé au champ de Captage Oued SEBAOU près du domaine Bourahli.

Tableau 34 : Les ressources existantes.

Commune	Ressources	Qjmoy (m ³ /j)
Sidi Daoud	Forages de la nappe Sebaou	2080

e. LE BILAN GENERAL

Tableau 35 : Le bilan hydraulique.

Commune	Débit de besoin en eau Qjmoy (m ³ /j)	Le débit des pertes d'eau Q (m ³ /j)	Le débit de ressources Q (m ³ /j)	Le débit alimente par la station de dessalement
Cap djinet	4047.1	856	776	-4127.1
Zemmouri	7371.2	1875	3420	-5826.2
Laghata	2892.87	670	540	-3022.9
Sidi Daoud	2000.77	300	2220.77	+80
TOTAL	16311.94	3701	6956.77	-12896.2

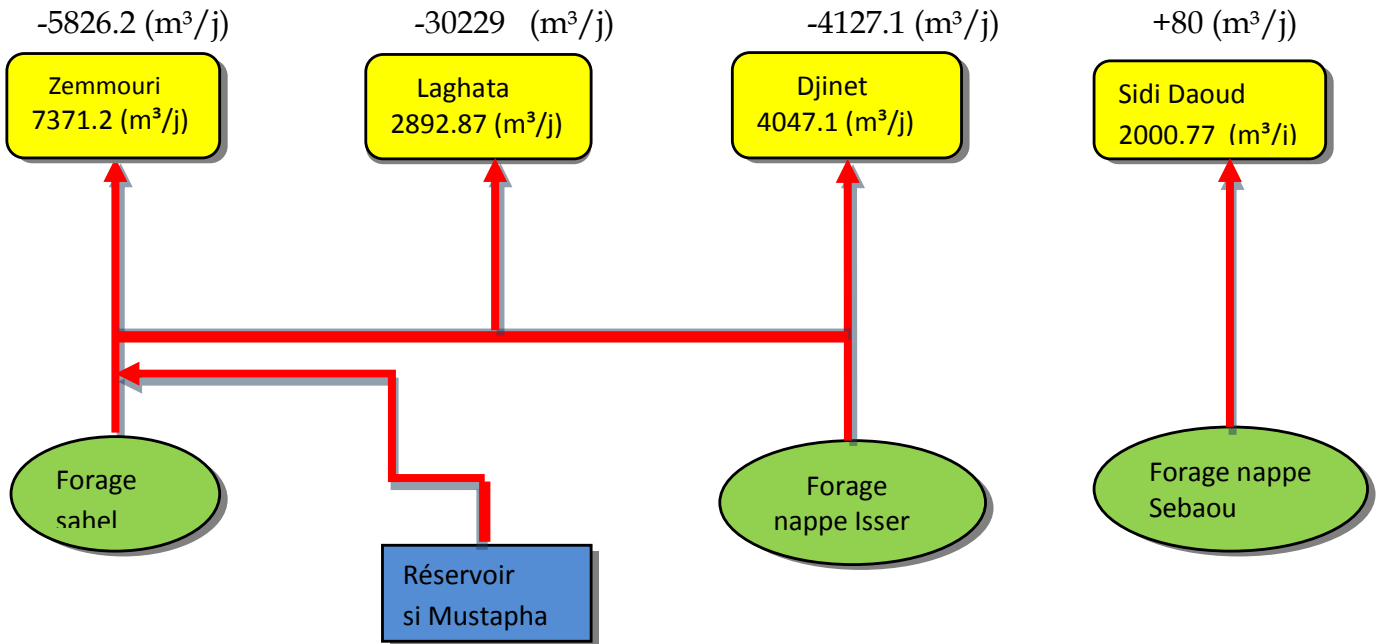


Figure 1 : Bilan «Ressources - Besoins» selon l'Horizon 2030 sans SDEM.

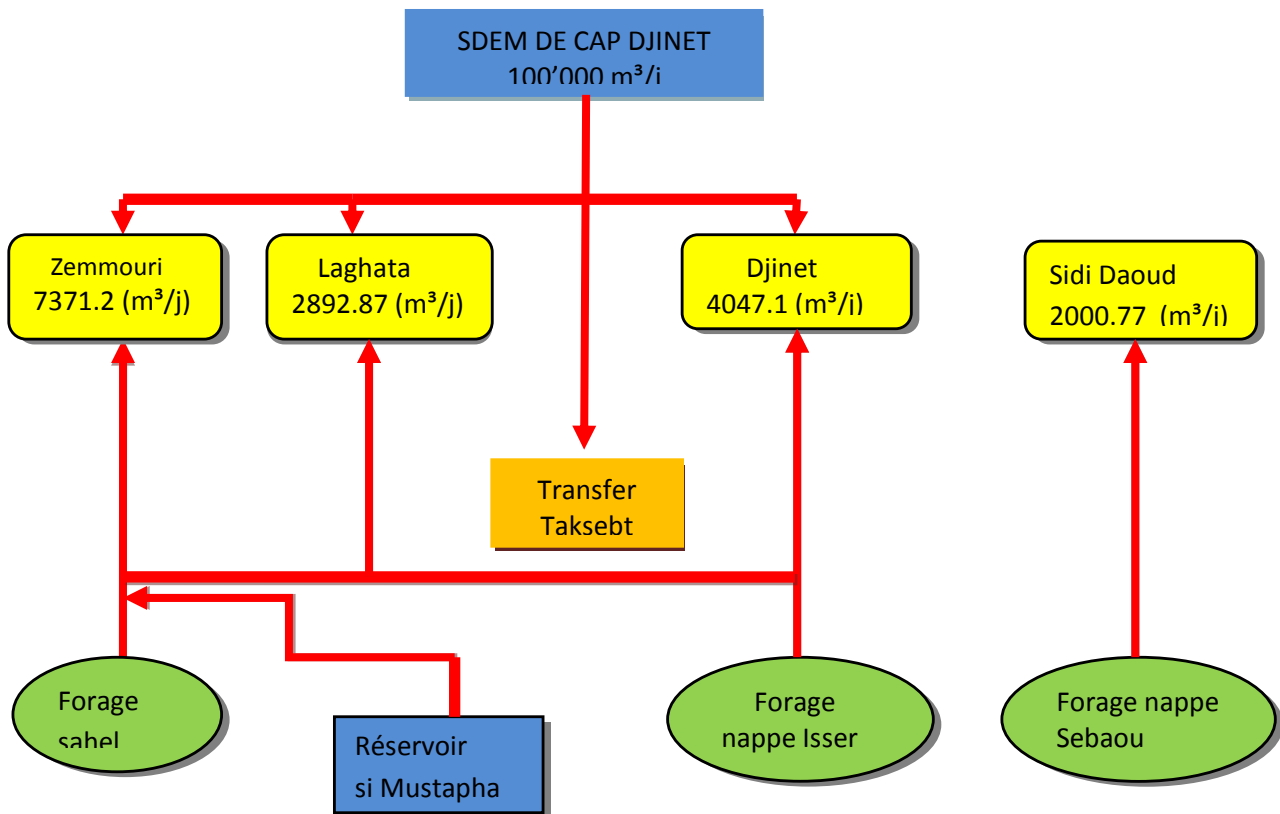


Figure 2 : Bilan «Ressources - Besoins» selon l'Horizon 2030 avec SDEM.

VI. Conclusion

En première analyse, on peut constater suite à cette phase de reconnaissance que l'aire de l'étude est alimentée totalement par les eaux des nappes souterraines (nappe Bas Isser, Bas Sebaou). Les ressources en eaux mobilisées ne suffisent pas à satisfaire les besoins actuels. Les besoins de la commune de Sidi Daoud sont satisfaits par les ressources disponibles, donc elle n'a pas besoin de raccordement à la station de dessalement.

CHAPITRE III
CARACTERISTIQUES
DE
LA CONSOMMATION
EN
EAU

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION

EN EAU

I. Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II. Etude des variations de débits

En raison de l'irrégularité dans la consommation et en tenant compte des fuites qui peuvent avoir lieu. Le débit exigé par les consommateurs sera déterminé en affectant au débit moyen journalier un coefficient qui tient compte des pertes et des saisons. Ce dernier représente le coefficient d'irrégularité de la consommation journalière définie comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière [$Q_{\max.j}$] et la consommation moyenne journalière [$Q_{\text{moy}.j}$].

$$K_{j\max} = \frac{Q_{j\max}}{Q_{j\text{moy}}}$$

1. Calcul des consommations journalières maximales

Le débit maximum journalier est :

$$Q_{j\max} = Q_{j\text{moy}} * K_j$$

K_j : Coefficient d'irrégularité journalière.

Tel que : $K_j = 1.1 \div 1.3$ (besoins domestiques).

Les calculs sont représentés dans les tableaux suivit :

• **COMMUNE DE CAP DJINET**

Tableau 1 : Calcul des consommations maximales journalières.

TYPE DE BESOINS	CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE Qjmoy (m ³ /j)	Kjmax	Qjmax (m ³ /j)
DOMESTIQUES	3762.75	1.3	4891.51
SCOLAIRES	125.1	1.3	162.63
ADMINISTRATIF	40	1.3	52
SANITAIRE	105	1.3	136.5
SOCIOCULTURELS	142.5	1.3	185.25
TOTAL	4047.1		5427.89

• **COMMUNE DE ZEMMOURI**

Tableau 2 : Calcul des consommations maximales journalières.

TYPE DE BESOINS	CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE Qjmoy (m ³ /j)	Kjmax	Qjmax (m ³ /j)
DOMESTIQUES	6762.75	1.3	8791.57
SCOLAIRES	214.2	1.3	278.46
ADMINISTRATIF	51	1.3	66.3
SANITAIRE	90	1.3	117
SOCIOCULTURELS	15.75	1.3	20.47
Industriels	680	1.3	884
Touristique	1065	1.3	1384.5
Nouvelle construction	489	1.3	635.7
TOTAL	9367.7		12178

• **COMMUNE DE LAGHATA**

Tableau 3 : Calcul des consommations maximales journalières.

TYPE DE BESOINS	CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE Qjmoy (m ³ /j)	K jmax	Qjmax (m ³ /j)
DOMESTIQUES	2596.05	1.3	3374.8
SCOLAIRES	80.1	1.3	104.13
ADMINISTRATIF	48	1.3	62.4
SANITAIRE	150	1.3	195
SOCIOCULTURELS	18.72	1.3	24.33
TOTAL	2892.87		3760.66

2. Coefficient d'irrégularité journalière minimale

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière.

Il nous permet de déterminer le débit minimum journalier en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération variant entre 0.7 et 0.9.

Donc on a :

$$K_{j \min} = \frac{Q_{j \min}}{Q_{j \text{ moy}}}$$

3. Coefficient d'irrégularité horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières ou saisonnières mais aussi des variations horaires.

$$Q_{h \text{ moy}} = \frac{Q_{j \text{ moy}}}{24}$$

Avec ;

$Q_{h \text{ moy}}$: Débit moyen horaire [m³/h].

4. Le coefficient d'irrégularité horaire maximal :

Il est donné par :

$$K_{h \max} = \frac{Q_{h \max}}{Q_{h \text{ moy}}} = \beta_{\max} \alpha_{\max}$$

5. Le coefficient d'irrégularité horaire minimal :

Il est donné par :

$$K_{h \min} = \frac{Q_{h \min}}{Q_{h \text{ moy}}} = \beta_{\min} \alpha_{\min}$$

Avec ; α : Coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement.

$\alpha_{\max} = 1.2 \div 1.4$; on prend $\alpha_{\max} = 1.3$

$\alpha_{\min} = 0.4 \div 0.6$; on prend $\alpha_{\min} = 0.5$

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population].

Tableau 4 : Les valeurs de β en fonction de la population.

Nombre D'habitants	<1000	1500	2000	10000	20000	50000
B max	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.15
B min	0.1	0.1	0.1	1.4	0.5	0.6

Les valeurs de β_{\max} en fonction du nombre des habitants des communes sont représentées dans le tableau 5.

Tableau 5 : Les valeurs de β_{\max} , α_{\max} , $K_h \max$ en fonction de la population

Communes	n° de population en 2030	α_{\max}	β_{\max}	$K_h \max$
Cap djinet	25085	1.3	1.2	1.56
Zemmouri	41338	1.3	1.15	1.5
laghata	17307	1.3	1.3	1.69

6. Calcul du débit de pointe

En raison des variations journalière et horaire, il y a lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration à fin d'obtenir le plus fort débit instantané que l'on peut avoir dans une conduite.

Ainsi, le coefficient de pointe sera égal au produit des deux coefficients journalier et horaire.

$$K_p = K_j * K_h$$

Avec ;

K_p : Coefficient de pointe,

K_j : Coefficient d'irrégularité journalière,

K_h : Coefficient d'irrégularité horaire.

Tableau 6 : Les valeurs de K_j K_h K_p de chaque commune.

Communes	K_j	K_h	K_p
Cap djinet	1.3	1.56	2.02
Zemmouri	1.3	1.5	1.95
laghata	1.3	1.69	2.2

$$Q_p = K_p * Q_{j \text{ moy}}$$

Avec ;

Q_p : Débit de pointe,

$Q_{j \text{ moy}}$: Débit moyen journalier.

Tableau 6 : Calcule du débit de pointe.

Communes	K_p	$Q_{j \text{ moy}} \text{ m}^3/\text{j}$	$Q_p \text{ m}^3/\text{j}$
Cap djinet	2.02	5427.89	10964.33
Zemmouri	1.95	12178	23747.1
laghata	2.2	3760.66	8273.45

7. Calcul de la consommation horaire

Les conduites devront pouvoir transiter les eaux à plus fort débit instantané, l'heure de pointe est l'heure pour la quelle la consommation est maximale.

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{Q_{j\text{ moy}}}{100} * P$$

Avec ;

Q_h : Débit horaire nécessaire (m³/j),

P : pourcentage horaire.

Tableau 7: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heure	Nombre d'habitants			
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus 100000
0-1	1	1.5	3	3.35
1-2	1	1.5	3.2	3.25
2-3	1	1.5	2.5	3.3
3-4	1	1.5	2.6	3.2
4-5	2	2.5	3.5	3.25
5-6	3	3.5	4.1	3.4
6-7	5	4.5	4.5	3.85
7-8	6	5.5	4.9	4.45
8-9	6	6.25	4.9	5.25
9-10	5	6.25	5.6	5.05
10-11	4	6.25	4.8	4.48
11-12	5	6.25	4.7	4.6
12-13	7	5	4.4	4.6
13-14	7	5	4.1	5.54
14-15	5	5.5	4.2	4.75
15-16	4	6	4.4	4.7
16-17	5	6	4.3	4.65
17-18	6	5.5	4.1	4.35
18-19	6	5	4.5	4.4
19-20	5	4.5	4.5	4.3
20-21	4	4	4.5	4.3
21-22	3	3	4.8	4.2
22-23	2	2	4.6	3.75
23-24	1	1.5	3.3	3.7

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT
DES CONDUITES
D'ADDUCTION

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES D'ADDUCTION

I. Introduction

L'adduction d'eau potable est généralement constituée d'un forage équipé d'un système de pompage mécanisé relié à un réservoir de stockage et à un réseau de distribution d'eau. L'eau potable est amenée par des canalisations enterrées et distribuée au moyen de bornes-fontaines, de branchements particuliers, etc.

L'adduction désigne généralement des ouvrages connectés par des conduites réalisant l'alimentation de ces ouvrages. Il y a deux types d'adduction : adduction gravitaire, et adduction par refoulement (pompage).

- Adduction gravitaire : le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle de réservoir, elle s'effectue soit par aqueduc, soit par conduit forcée

- Avec les aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura à étudier pour pouvoir transiter le débit voulu.

- Avec les conduites forcées, il est fait appel à l'écoulement sous pression.

- Adduction par refoulement : le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

- L'eau du captage est relevée par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

L'écoulement de l'eau dans les conduites avec des pressions importantes est causé soit par la différence des niveaux hydrauliques, soit par la pression de refoulement des pompes.

Pour cause de perte de charge dans l'écoulement, il est interdit d'effectuer un piquage sur un conduit d'adduction par refoulement, mais le piquage d'une conduit d'adduction gravitaire est toléré.

II. Conditions d'établissement de la conduite de refoulement

1. Conditions techniques

- Tracé : il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, il faut éviter les contre-pentes qui donnent lieu à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer.

- Profil piézométrique du refoulement : $H = H_g + J_{asp} + J_{ref}$

2. Conditions économiques

Il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge.

III. Variante (A)

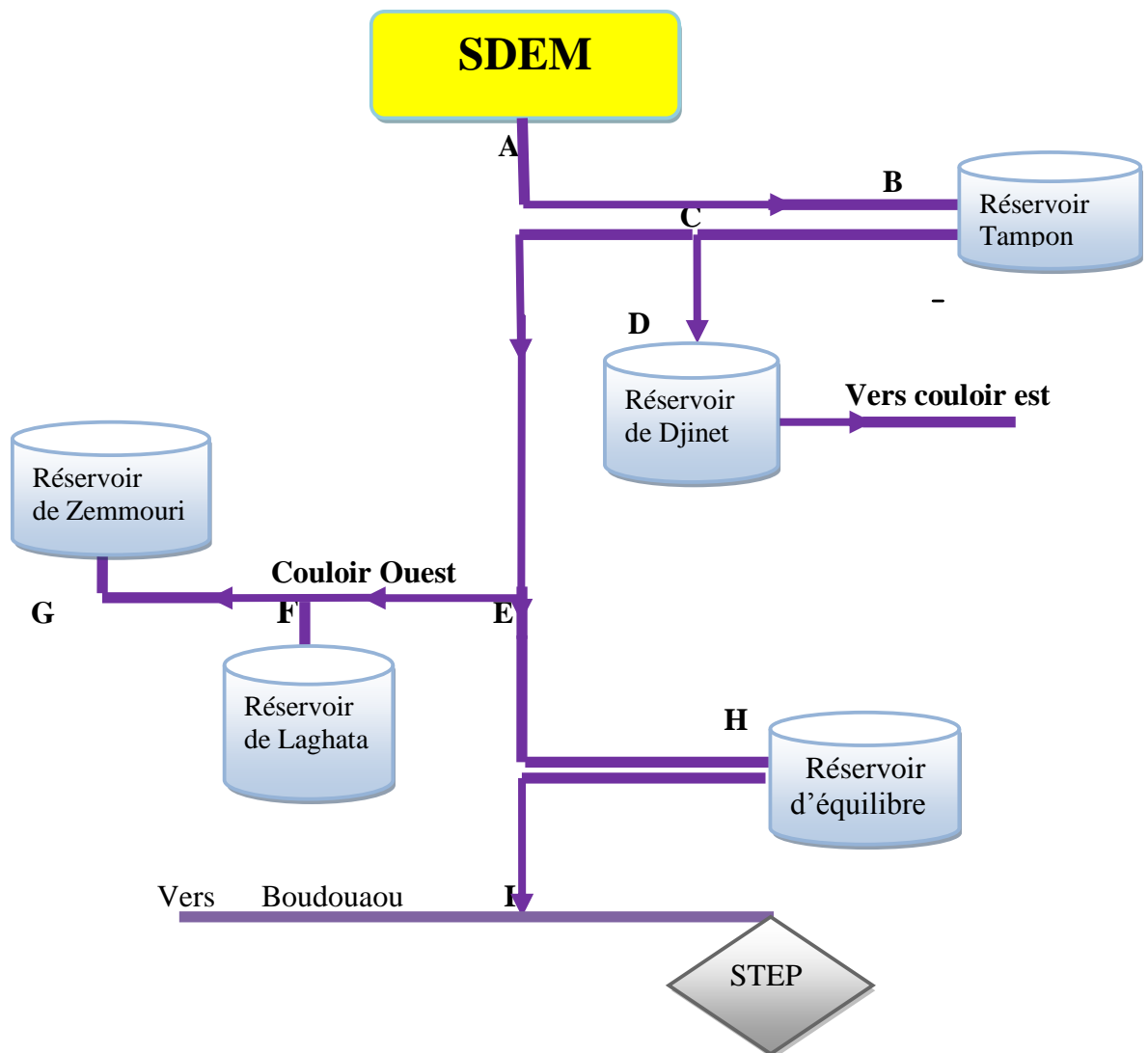


Figure 1 : Schéma Variante

Nœud A : Chambre des vannes en sortie de SDEM (station de dessalement de Cap djinet).

Tronçon A - B : Une conduite de refoulement, reliée en A, à l'aval de la station de dessalement de Cap Djinet (SDEM) juste à la sortie de la station de pompage, et aboutissant à son extrémité B au Réservoir Tampon (RT) point haut du système situé à une altitude supérieure à celle de l'agglomération de Cap Djinet .

Nœud C : Point de piquage vers les réservoirs de Cap djinet (RD).

Nœud E : Point de piquage vers le couloir ouest.

Tronçon B–E-H : Conduite gravitaire depuis la sortie du réservoir RT pour alimenter via une chambre de vannes (Nœud E) située au pied du village de Ouled Ali d'une part, le réservoir d'équilibre RE, d'autre part et le couloir Ouest.

Nœud H : Un Réservoir d'Equilibre (RE)

Tronçon H - I : Conduite gravitaire H-I de la sortie du (RE) au point de raccordement sur la conduite de transfert Taksebt (SPET)- Boudouaou.

Nœud I : Chambre des vannes en point de raccordement sur le système SPET (Système de production d'eau Taksebt).

Tronçon C–D : Une conduite gravitaire depuis le point de piquage C jusqu'aux réservoirs de djinet(RD).

Tronçon E–F-G : Une conduite gravitaire depuis le point de piquage E jusqu'aux réservoirs de Zemmouri (RZ).

Nœud F : Point de piquage vers un réservoir de laghata (RL) .

Nœud G : Un réservoir de stockage (RZ) à Zemmouri

Nœud J : Point de raccordement des réservoirs de Cap djinet (RD) ver le couloir est.

1. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction par refoulement

Le calcul d'une conduite de refoulement n'est pas comme celui d'une conduite forcée gravitaire. En principe, pour relever l'eau a une hauteur géométrique Hg le diamètre de la conduite sera déterminée par des considérations d'ordre économique et l'on applique à cet effet des formules données par : Bresse, Bonin.

Finalement le diamètre définitif sera choisi sur la base d'un calcul économique qui tient compte des frais d'amortissement et d'exploitation, tout en respectant la vitesse, qui doit être comprise entre [0,5 - 1.5] m/s.

Pour effectuer le tableau du calcul économique des diamètres, on note :

L : longueur de la conduite (m) ;

Pc : prix par mètre de longueur de la conduite (DA/m) ;

IC : prix total de la conduite (DA) ;

$$I_c = P_c \cdot L$$

Tac : temps d'amortissement de la conduite (on donne Tac=30ans) ;

Cc : amortissement pour chaque année (DA/an) ;

$$Cc = I_c / Tac$$

J : gradient de perte de charge, calculé par la formule de DARCY-WEIBACH:

$$J = \frac{16\lambda}{2gD^5} Q^2$$

Q: Le débit (m³/s).

D : Le diamètre (m).

λ: Coefficient de frottement. (En calcule par itération de la formule de Colebrook white).

La formule de Colebrook white :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{2.5D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right]$$

ε : Rugosité de la conduite (mm);

Re : Nombre de Reynolds donne par la formule suivante : $Re = \frac{v \cdot D}{\gamma}$;

v : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

γ : Viscosité cinématique de l'eau a 20°C et 10⁻⁶m²/s ;

h_r : Perte de charge due au refoulement (m) ;

$$h_r = J \cdot L$$

Hg : Différence du niveau entre le trop-plein et le plan de pompage ;

Hmt: Hauteur manométrique de refoulement (m) ;

$$Hmt = Hg + h_r$$

Nf : puissance de refoulement (KW) ;

Tel que :

$$Nf = \frac{\rho g H_{mt}}{\eta} Q$$

Q (m³/s).

g =10 (m/s²).

ρ = 1000 (Kg/m³)

Hmt (m).

η =0, 6.

Pe =7 Da/KWh

E =Nf. T.365 (kWh/ans):énergie consommée ;

T=24h : le temps de pompage ;

C = E. Pe (DA) ;

Psp =5000 (DA): prix de la station de pompage ;

$N_i = 1,4$. N_f : puissance d'installation (KW) ;

$I_{sp} = P_{sp} \cdot N_i$ (DA) ;

$C_{sp} = I_{sp} / T_{sp}$ (DA/an) ;

T_{sp} : la durée d'amortissement par la station de pompage (on donne $T_{sp} = 15$ ans).

- LE TRONCON A-B

La longueur $L = 2455$ m ; $H_g = 176$.

La conduite d'adduction gravitaire va être dimensionnée avec le débit :

$Q_{j \max} = 100000$ (m³/j) = 1.158(m³/s).

Le diamètre économique se trouve entre le diamètre déterminé par la formule de

Bonin : $D = \sqrt{Q}$ et celui déterminé par Bresse : $D = 1.5\sqrt{Q}$

$D = \sqrt{Q} = 1.076$ m

$D = 1.5\sqrt{Q} = 1.61$ m

$D \in [1200-1400-1500]$

- Frais de la conduite :

Tableau 1 : Frais de la conduite.

FRAIS DE LA CONDUITE			
Le diamètre D (mm)	Pc (DA/m)	Ic (DA)	Cc (DA/ANS)
1200	43585	107219100	3566705.83
1400	54625	134377500	4470145.83
1500	60145	147956700	4921865.83

- Frais d'exploitation

Tableau 2 : Frais d'exploitation.

FRAIS D'EXPLOITATION						
Le diamètre D (mm)	J (m/m)	h _j (m)	H _{mt} (m)	N _f (kW)	E (KW/ans)	C (DA)
1200	0.00057	1.4	177.4	3422.44	29980556.3	209863894.0
1400	0.00026	0.63	176.63	3407.76	29851938.5	208963570.0
1500	0.00018	0.44	176.44	3403.9	29818746.8	208731228.1

- Frais de la station de pompage

Tableau 3 : Frais de la station de pompage.

FRAIS DE LA STATION DE POMPAGE			
Le diamètre D (mm)	Ni (kW)	Isp(DA)	Csp (Da/ans)
1200	4791.41	23957065.5	1597137.7
1400	4770.86	23854288.8	1590285.9
1500	4765.55	23827765.7	1588517.7

- Le cout total des conduites

Tableau 4 : Le cout total.

LE COUT TOTAL				
Le diamètre D(mm)	Isp(DA)	C (DA)	Ic (DA)	Total (MDA)
1200	23957065.5	209863894.0	107219100	237.38
1400	23854288.8	208963570.0	134377500	237.28
1500	23827765.7	208731228.1	147956700	237.48

Le diamètre économique et $D = 1400\text{mm}$.

La vitesse est $V = 0.74 \text{ (m/s)}$.

2. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction par gravitaire

- Le tronçon B-C : conduite d'adduction gravitaire

$$Q = 100000 \text{ m}^3/\text{j} = 1.158 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 1.076\text{m}$$

$$\text{Bresse: } D = 1.5\sqrt{Q} = 1.61 \text{ m}$$

$$D \in [1200-1400-1500]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 5 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
1200	1.158	1.02
1400	1.158	0.75
1500	1.158	0.65

- Cout d'investissement

$$C_i = L \cdot P \cdot A$$

C_i : Cout d'investissement ;

L : Longueur de la conduite ($L = 754$);

$$A : \text{Annuité ; } A = \frac{i \cdot (1+i)^T}{(1+i)^T - 1}$$

T : Nombre de la période considéré (30ans);

i : Le taux actualisation 0.08 ;

Tableau 6 : Cout de d'investissement.

Cout d'investissement			
Le diamètre D (mm)	Pc	A	Ci
1200	43585	0.088	2891951.90
1400	54625	0.088	3624478.00
1500	60145	0.088	3990741.04

- Calcule les pertes de charge :

i. *Perte de charge linéaire :*

$$\Delta HL = J * L$$

J : gradient de perte de charge.

L : longueur de la conduite (m).

ΔHL : perte de charge linéaire (m).

ii. *Perte de charge singulière*

Les pertes de charge singulières sont considérées comme des fractions des pertes de charge linéaires :

$$\Delta Hs = 0.2 * \Delta HL$$

ΔHs : perte de charge singulière (m)

iii. *Perte de charge totale*

$$\Delta HT = \Delta Hs + \Delta HL$$

ΔHT : perte de charge totale (m).

Tableau 7 : calcule les pertes de charge.

Diamètre D(mm)	Longueur L (m)	λ	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
1200	754	0.0128	0.42	0.084	0.504
1400	754	0.01279	0.2	0.04	0.24
1500	754	0.01280	0.15	0.03	0.18

Le diamètre économique et $D = 1200\text{mm}$

- Le tronçon C-D : Conduite d'adduction gravitaire

$$Q = 5427.89\text{m}^3/\text{j} = 0.0628\text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.25\text{m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 0.375\text{ m}$$

$$D \in [300-350]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 8 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
300	0.0628	0.88
350	0.0628	0.65

Calcul des pertes des charges :

Tableau 9 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
300	35	0.0172	0.08	0.016	0.095
350	35	0.0171	0.036	0.007	0.043

- **Coût d'investissement :**

Tableau 10 : Coût d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
300	35	10883	0.088	33519.64
350	35	12016	0.088	37009.28

Le diamètre économique est $D = 300\text{mm}$.

- Le tronçon C-E : Conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 94572.11 \text{ m}^3/\text{j} = 1.094 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 1.046 \text{ m}$$

$$\text{Bresse: } D = 1.5\sqrt{Q} = 1.56 \text{ m}$$

$$D \in [1000-1200-1400]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 11 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
1000	1.094	1.4
1200	1.094	0.96
1400	1.094	0.71

Calcul des pertes des charges :

Tableau 12 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
1000	6200	0.01292	7.93	1.58	9.51
1200	6200	0.01289	3.16	0.63	3.79
1400	6200	0.01286	1.48	0.29	1.77

- Cout d'investissement :

Tableau 13 : Cout d'investissement.

Cout d'investissement			
Le diamètre D (mm)	P	A	Ci
1000	43585	0.088	23779976.00
1200	54625	0.088	29803400.00
1400	60145	0.088	32815112.00

Le diamètre économique et $D = 1000\text{mm}$

- Le tronçon E-F : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 15938.66\text{m}^3/\text{j} = 0.184\text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.428\text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 0.643\text{ m}$$

$$D \in [500-600-700]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 14 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
500	0.184	0.93
600	0.184	0.65
700	0.184	0.47

Calcul des pertes des charges :

Tableau 15 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
500	6475	0.01536	8.905	1.781	10.686
600	6475	0.01532	3.569	0.713	4.28

- Coût d'investissement :

Tableau 16 : Coût d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
500	6475	14338	0.088	8169792.4
600	6475	15112	0.088	8610817.6
650	6475	15886	0.088	9051842.8

Le diamètre technico-économique est D =600mm.

- Le tronçon F-G : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 12178 \text{ m}^3/\text{j} = 0.140 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Bonin : } D = \sqrt{Q} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 0.56 \text{ m}$$

$$D \in [400-500]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 17 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
400	0.14	1.11
500	0.14	0.71

Calcul des pertes de charge :

Tableau 18 : Calcul des pertes des charges

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
400	5410	0.01586	13.576	2.71	16.3
500	5410	0.01575	4.418	0.88	5.32

- Coût d'investissement :

Tableau 19 : Coût d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
400	5410	12790	0.088	6089063.20
500	5410	14338	0.088	6826035.04

Le diamètre technico-économique est D =500mm.

- Le tronçon F-RL : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 3760.66 \text{ m}^3/\text{j} = 0.043 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin : } D = \sqrt{Q} = 0.208 \text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 0.312 \text{ m}$$

$$D \in [250-300]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 20 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)
250	0.043	1.36
300	0.043	0.60

Calcul des pertes des charges :

Tableau 21 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
250	20	0.01792	0.056	0.011	0.067
300	20	0.01786	0.022	0.0044	0.026

- Cout d'investissement :

Tableau 22 : Cout d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
250	20	9750	0.088	17160.00
300	20	10883	0.088	19154.08

Le diamètre technico-économique est $D = 250\text{mm}$.

- Le tronçon J-C EST : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 5427.89\text{m}^3/\text{j} = 0.063\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.250 \text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 0.375 \text{ m}$$

$$D \in [300-350]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 23 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)
300	0.063	1.36
350	0.063	0.60

Calcul des pertes des charges.

Tableau 24 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
300	1000	0.01792	17.92	3.58	21.5
350	1000	0.01786	17.86	3.57	21.43

- Cout d'investissement :

Tableau 25 : Cout d'investissement.

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
300	1000	10883	0.088	957704.0
350	1000	12016	0.088	961280.0

Le diamètre technico-économique et $D = 300\text{mm}$.

- *Le tronçon E-H* : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 78633.45\text{m}^3/\text{j} = 0.91\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.95 \text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 1.43\text{m}$$

$$D \in [1000-1200]$$

Vérification de vitesse :

Tableau IV.26 : Vérification de vitesse

Diamètre D (mm)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
1000	0.91	1.15
1200	0.91	0.80

Calcul des pertes des charges :

Tableau 27 : Calcul des pertes des charges

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
1000	3870	0.01316	3.485	0.69	4.18
1200	3870	0.01309	1.394	0.27	1.66

- *Cout d'investissement* :

Tableau 28 : Cout d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
1000	3870	43585	0.088	14843307.6
1200	3870	54625	0.088	18603090.0

Le diamètre technico-économique et $D = 1000\text{mm}$

- **Le tronçon H-I** : conduite d'adduction gravitaire

$$Q = 78633.45\text{m}^3/\text{j} = 0.91\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.95 \text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 1.43\text{m}$$

$$D \in [1000-1200]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 29 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (mm)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
-----------------	---------------	-----------------

1000	0.91	1.15
1200	0.91	0.80

Calcul des pertes des charges :

Tableau 30 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
1000	2920	0.01316	2.630	0.52	3.15
1200	2920	0.01309	1.052	0.21	1.26

- Coût d'investissement :

Tableau 31 : Coût d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
1000	2920	43585	0.088	11199601.6
1200	2920	54625	0.088	14036440.0

Le diamètre technico-économique est D =1000mm.

Tableau 32 : le tableau représente tout les calculs des tronçons

TRONCONS	DIAMETRE (mm)	La longueur L(m)	PERTE DE CHARGE TOTAL(m)
A-B	1400	2455	0.63
B-C	1200	750	0.504
C-D	300	35	0.095
C-E	1000	6200	9.51
E-F	600	6475	10.686
F-G	500	5410	16.3
F-RL	250	20	0.067
J-C EST	300	1000	21.5
E-H	1000	3870	4.18
H-I	1000	2920	3.15

IV. VARIANTE (B) :

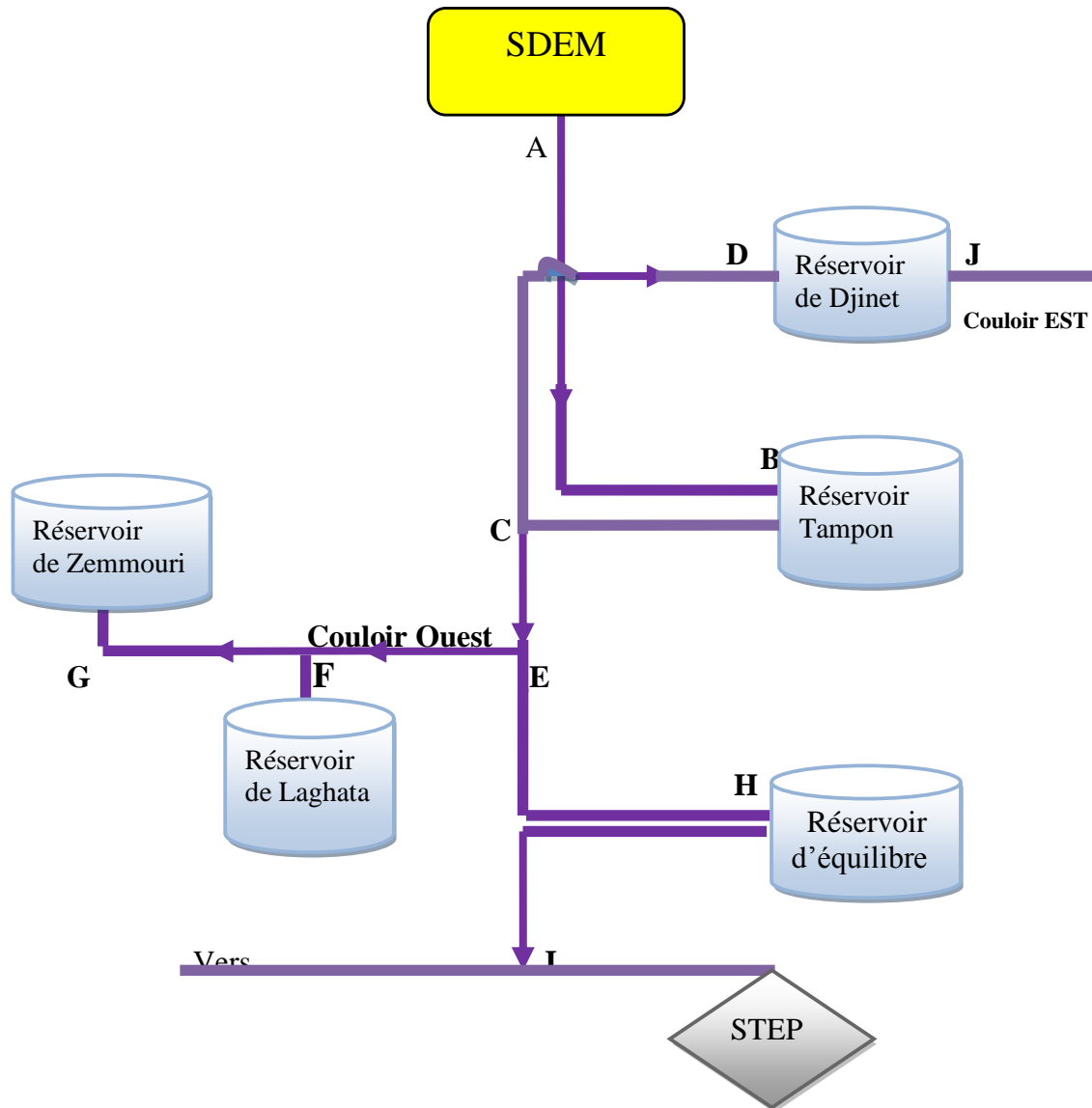


Figure 2: Schéma Variante

Nœud A : Chambre des vannes en sortie de SDEM (station de dessalement de cap djinet)

Tronçon A - B : Une conduite de refoulement, reliée en A, à l'aval de la station de dessalement de Cap Djinet (SDEM) juste à la sortie de la station de pompage, et aboutissant à son extrémité B au Réservoir Tampon (RT).

Nœud E : Point de piquage vers le couloir ouest.

Tronçon B-E-H : Conduite gravitaire depuis la sortie du réservoir RT pour alimenter via une chambre de vannes (Nœud E) située au pied du village de Ouled Ali d'une part, le réservoir d'équilibre RE, d'autre part et le couloir Ouest.

Nœud H : Un Réservoir d'Equilibre (RE)

Tronçon H - I : Conduite gravitaire HI de la sortie du RE au point de raccordement sur la conduite de transfert Taksebt (SPET)- Boudouaou.

Nœud I : Chambre des vannes en point de raccordement sur le système SPET (Système de production d'eau Taksebt).

Tronçon C-D : Une conduite gravitaire depuis le point C jusqu'aux réservoirs de djinet(RD).

Tronçon E-F-G : Une conduite gravitaire depuis le point de piquage E jusqu'aux réservoirs de Zemmouri (RZ).

Nœud F : Point de piquage vers un réservoir de stockage laghata (RL) .

Nœud G : Un réservoir de stockage (RZ) à Zemmouri

Nœud J : Point de raccordement des réservoirs de carrières (RC) ver le couloir est.

1. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction par refoulement :

- LE TRONCON A-B: La longueur $L = 7700$ m ; $H_g = 185$.

La conduite d'adduction par refoulement va être dimensionnée avec le débit : $Q_{j \max} = 100000$ (m³/j) = 1.158(m³/s).

Le diamètre économique se trouve entre le diamètre déterminé par la formule de

Bonin : $D = \sqrt{Q}$ et celui déterminé par Bresse : $D = 1.5\sqrt{Q}$

$$D = \sqrt{Q} = 1.076 \text{ m.}$$

$$D = 1.5\sqrt{Q} = 1.61 \text{ m.}$$

$$D \in [1200-1400-1500]$$

- Frais de la conduite :

Tableau 33 : Frais de la conduite.

FRAIS DE LA CONDUITE			
Le diamètre D (mm)	Pc (DA/m)	Ic (DA)	Cc (DA/ANS)
1200	43585	335604500.00	11186816.67
1400	54625	420612500.00	14020416.67
1500	60145	463116500.00	15437216.67

- Frais d'exploitation

Tableau 34 : Frais d'exploitation.

FRAIS D'EXPLOITATION						
Le diamètre D (mm)	J (m/m)	hj (m)	Hmt (m)	Nf (kW)	E (KW/ans)	C (DA)
1200	0.00052	4	189.0	3646.32	314941746.46	22359225.22
1400	0.0023	1.77	186.77	3603.23	31564368.63	220312942.0
1500	0.00016	1.23	186.23	3592.84	31473277.43	220950580.4

- Frais de la station de pompage

Tableau 35 : Frais de la station de pompage.

FRAIS DE LA STATION DE POMPAGE			
Le diamètre D(mm)	Ni (kW)	Isp(DA)	Csp (Da/ans)
1200	5104.85	25524226.62	1701615.11
1400	5044.03	25222669.00	1681511.26
1500	5 029.98	25149879.22	1676658.61

- Le cout total

Tableau 36 : Le cout total.

LE COUT TOTAL				
Le diamètre D (mm)	Isp(DA)	C (DA)	Ic (DA)	Total(MDA)
1200	25524226.62	22359225.22	335604500.00	260.3
1400	25222669.00	220312942.0	420612500.00	260.2
1500	25149879.22	220950580.4	463116500.00	260.9

Le diamètre économique et $D = 1400\text{mm}$

La vitesse et $V = 0.74 \text{ (m/s)}$.

2. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction par gravitaire :

- Le tronçon B-C : Conduite d'adduction gravité.

$Q = 100000 \text{ m}^3/\text{j} = 1.158 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bonin: $D = \sqrt{Q} = 1.076\text{m}$.

Bresse : $D = 1.5\sqrt{Q} = 1.61 \text{ m}$.

$D \in [1200-1400-1500]$

Vérification de vitesse :

Tableau 37 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
1200	1.158	1.02
1400	1.158	0.75
1500	1.158	0.65

- Cout d'investissement :

$$Ci = L * P * A$$

Ci : cout d'investissement;

L : longueur de la conduite (L = 700);

A : annuité ; $A = \frac{i*(1+i)^T}{(1+i)^T - i}$

T : nombre de la période considéré (30ans);

i : le taux actualisation 0.08 ;

Tableau 38 : Cout d'investissement.

Cout d'investissement			
Le diamètre D (mm)	Pc	A	Ci
1200	43585	0.088	2684836.00
1400	54625	0.088	3364900.00
1500	60145	0.088	3704932.00

- Calcul les pertes de charge :

Perte de charge linéaire :

$$\Delta HL = J * L.$$

J : gradient de perte de charge.

L : longueur de la conduite (m).

ΔHL : perte de charge linéaire (m).

Perte de charge singulière :

Les pertes de charge singulière sont considérées comme des fractions de perte de charge linéaire :

$$\Delta Hs = 0.2 * \Delta HL.$$

ΔHs : perte de charge singulière (m)

Perte de charge totale :

$$\Delta HT = \Delta Hs + \Delta HL$$

ΔHT : perte de charge totale (m).

Tableau 39 : Calcul des pertes de charge.

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)
1200	700	0.0128	0.36	0.072	0.43
1400	700	0.01279	0.16	0.032	0.2
1500	700	0.01280	0.11	0.022	0.13

Le diamètre économique est $D = 1200\text{mm}$.

- Le tronçon C-D : Conduite d'adduction graviter.

$$Q = 5427.89\text{m}^3/\text{j} = 0.0628\text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.25\text{m}$$

$$\text{Bresse: } D = 1.5\sqrt{Q} = 0.375\text{ m}$$

$$D \in [300-350]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 40 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)
300	0.0628	0.88
350	0.0628	0.65

Calcul des pertes des charges :

Tableau 41 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)
300	2500	0.0172	43.00	8.6	51.6
350	2500	0.0171	42.75	8.55	51.3

- Coût d'investissement :

Tableau 42 : Coût d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
300	2500	10883	0.088	2394260.0
350	2500	12016	0.088	2643520.0

Le diamètre économique est $D = 300\text{mm}$.

- Le tronçon C-E : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 94572.11\text{m}^3/\text{j} = 1.094\text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 1.046\text{m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 1.56\text{ m}$$

$$D \in [1000-1200-1400]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 43 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)
1000	1.094	1.4
1200	1.094	0.96
1400	1.094	0.71

Calcul des pertes des charges :

Tableau 44 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
1000	100	0.01292	1.292	0.25	1.54
1200	100	0.01289	1.289	0.0166	1.30
1400	100	0.01286	1.286	0.0165	1.3

- Cout d'investissement :

Tableau 45 : Cout d'investissement

Cout d'investissement			
Le diamètre D (mm)	P	A	Ci
1000	43585	0.088	383548
1200	54625	0.088	480700
1400	60145	0.088	529276

Le diamètre économique et $D = 1000\text{mm}$.

- Le tronçon E-F : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 15938.66 \text{ m}^3/\text{j} = 0.184 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.428 \text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 0.643 \text{ m}$$

$$D \in [500-600]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 46 : Vérification de vitesse

Diamètre D (m)	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)
500	0.184	0.93
600	0.184	0.65

Calcul des pertes des charges :

Tableau 47 : Calcul des pertes des charges

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
500	6475	0.01536	8.905	1.781	10.686
600	6475	0.01532	3.569	0.713	4.28

- Cout d'investissement :

Tableau 48 : Cout d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
500	6475	14338	0.088	8169792.4
600	6475	15112	0.088	8610817.6

Le diamètre technico-économique et $D = 600\text{mm}$

- Le tronçon F-G : Conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 12178 \text{ m}^3/\text{j} = 0.140 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Bonin} : D = \sqrt{Q} = 0.37 \text{ m.}$$

$$\text{Bresse} : D = 1.5\sqrt{Q} = 0.56 \text{ m.}$$

$$D \in [400-500]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 49 : Vérification de vitesse

Diamètre D (m)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
400	0.14	1.11
500	0.14	0.71

Calcul des pertes des charges :

Tableau 50 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
400	5410	0.01586	13.576	2.71	16.3
500	5410	0.01575	4.418	0.88	5.32

- Cout d'investissement :

Tableau 51 : Cout d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
400	5410	12790	0.088	6089063.20
500	5410	14338	0.088	6826035.04

Le diamètre technico-économique et $D = 500\text{mm}$.

- Le tronçon F-RL : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 3760.66 \text{ m}^3/\text{j} = 0.043 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin} : D = \sqrt{Q} = 0.208 \text{ m}$$

$$\text{Bresse} : D = 1.5\sqrt{Q} = 0.312 \text{ m}$$

$$D \in [250-300]$$

Vérification de vitesse

Tableau 52 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)
250	0.043	1.36
300	0.043	0.60

Calcul des pertes des charges

Tableau 53 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
250	20	0.01792	0.056	0.011	0.067
300	20	0.01786	0.022	0.0044	0.026

- *Cout d'investissement :*

Tableau 54 : Cout d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
250	20	9750	0.088	17160.00
300	20	10883	0.088	19154.08

Le diamètre technico-économique et D =250mm.

- *Le tronçon J-C EST :* conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 5427.89 \text{ m}^3/\text{j} = 0.063 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.250 \text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 0.375 \text{ m}$$

$$D \in [300-350]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 55 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (m)	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)
300	0.063	1.36
350	0.063	0.60

Calcul des pertes des charges

Tableau 56 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D(mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
300	1000	0.01792	17.92	3.58	21.5
350	1000	0.01786	17.86	3.57	21.43

- *Cout d'investissement :*

Tableau 57 : Cout d'investissement

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
300	1000	10883	0.088	957704.0
350	1000	12016	0.088	961280.0

Le diamètre technico-économique et $D = 300\text{mm}$.

- Le tronçon E-H : conduite d'adduction gravitaire.

$$Q = 78633.45\text{m}^3/\text{j} = 0.91\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.95 \text{ m}$$

$$\text{Bresse: } D = 1.5\sqrt{Q} = 1.43\text{m}$$

$$D \in [1000-1200]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 58 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (mm)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
1000	0.91	1.15
1200	0.91	0.80

Calcul des pertes des charges :

Tableau 59 : Calcul des pertes des charges.

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	λ	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
1000	3870	0.01316	3.485	0.69	4.18
1200	3870	0.01309	1.394	0.27	1.66

- Cout d'investissement :

Tableau 60 : Cout d'investissement.

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
1000	3870	43585	0.088	14843307.6
1200	3870	54625	0.088	18603090.0

Le diamètre technico-économique et $D = 1000\text{mm}$.

- Le tronçon H-I : Conduite d'adduction.

$$Q = 78633.45\text{m}^3/\text{j} = 0.91\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bonin: } D = \sqrt{Q} = 0.95 \text{ m}$$

$$\text{Bresse : } D = 1.5\sqrt{Q} = 1.43\text{m}$$

$$D \in [1000-1200]$$

Vérification de vitesse :

Tableau 61 : Vérification de vitesse.

Diamètre D (mm)	Débit Q (m/s)	Vitesse V (m/s)
1000	0.91	1.15
1200	0.91	0.80

Calcul des pertes des charges :

Tableau IV.62 : Calcul des pertes des charges

Diamètre D (mm)	Longueur L(m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)
1000	2920	0.01316	2.630	0.52	3.15
1200	2920	0.01309	1.052	0.21	1.26

- Cout d'investissement :

Tableau 63 : Cout d'investissement

Diamètre D (m)	Longueur L(m)	Prix de la conduite (ml)	A	Ci
1000	2920	43585	0.088	11199601.6
1200	2920	54625	0.088	14036440.0

Le diamètre technico-économique et D =1000mm

Tableau 64 : le tableau représente tout les calculs des tronçons

TRONCONS	DIAMETRE (mm)	La longueur L(m)	PERTE DE CHARGE TOTAL(m)
A-B	1400	7750	2.12
B-C	1200	754	0.43
C-D	300	2500	51.4
C-E	1000	100	1.54
E-F	600	6475	10.686
F-G	500	5410	16.3
F-RL	250	20	0.067
J-C EST	300	1000	0.0672
E-H	1000	3870	4.18
H-I	1000	2920	3.15

V. Comparaison des variantes

Tableau 65 : Comparaison des variantes.

Les variantes	LE COUT TOTAL (MDA)
Variant (A)	306.44
Variant(B)	308.11

D'après la comparaison de cout des variantes on choisit la variante (A).

Conclusion :

La comparaison des variantes se base surtout sur le cout total des variantes Il y a d'autres comparaisons comme l'impact économique et social, fonctionnalité et sécurité du système....

CHAPITRE V
DIMENSIONNEMENT
DES
RESERVOIRS

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

I. Introduction

Le réservoir est absolument indispensable pour pouvoir restituer l'eau au moment des heures de pointes.

La présence d'un éventuel réservoir entre les ouvrages à consommation essentiellement variable, a une double fonction :

- Il permet de rendre optimal le débit d'équipement pour tous les ouvrages situés en amont, soit que ces ouvrages fonctionnent en permanence, soit volontairement intermittent.
- Le réservoir constitue une assurance contre les indisponibilités relativement de courte durée des ouvrages amont, il permet en particulier l'alimentation des consommateurs pendant une panne de courant électrique, une réparation de la conduite d'adduction, etc.

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Elle doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie c'est-à-dire de la variabilité de la demande.

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire aux variations journalières du débit consommé, en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation, et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leurs capacités, en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de/ou des pompes.

II. Rôle et fonctions des réservoirs

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction.

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

1. Fonctions techniques des réservoirs

- Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant ;
- Sécurité d'approvisionnement ;
- Régulation de la pression ;

- Simplification de l'exploitation ;

III. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. Et l'on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation ;
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés une pression suffisante.

IV. Calcul de la capacité du réservoir

Le calcul se fait pour une pompe qui refoule 24/24heurs. Le principe est de faire un découpage en tranches horaire à l'aide d'un analyseur de débit.

On donne :

$a = \frac{Q_{j \max}}{24}$: Débit d'adduction horaire (débit d'apport) m³/h.

ch : représente le coefficient horaire ;

$$ch = \frac{v_h}{v_t} \cdot (100/24)$$

v_h : Volume d'eau consommé ; $v_h = \Delta t \cdot Q_{ch} = \sum_0^{24} Q_{ch}$

v_t : Volume total d'eau apporté ; $v_t = \Delta t \cdot a = \sum_i a_i = 24a$

Q_{ch} : Débit consommé par heure ;

$$Q_{ch} = (ch \cdot 24/100) \cdot a$$

Puis on trace la courbe $v_h - v_t = f(t)$. En traçant cette courbe on remarque qu'il y a des valeurs positives et d'autres négatives ; les valeurs positives représentent le volume qui reste dans le réservoir c'est-à-dire que le volume d'apport dépasse la demande. Tandis les valeurs négatives montrent que la demande est plus grande que l'apport c'est-à-dire qu'il y a un manque.

Pour combler ce manque on doit rajouter ce volume au volume du réservoir :

$$V_{res} = |\Delta V_t| + |\Delta V_h| \quad [7]$$

ΔV_t [7] : Le max des valeurs positives.

ΔV_h [7] : La min des valeurs négatives.

V. Equipements des réservoirs

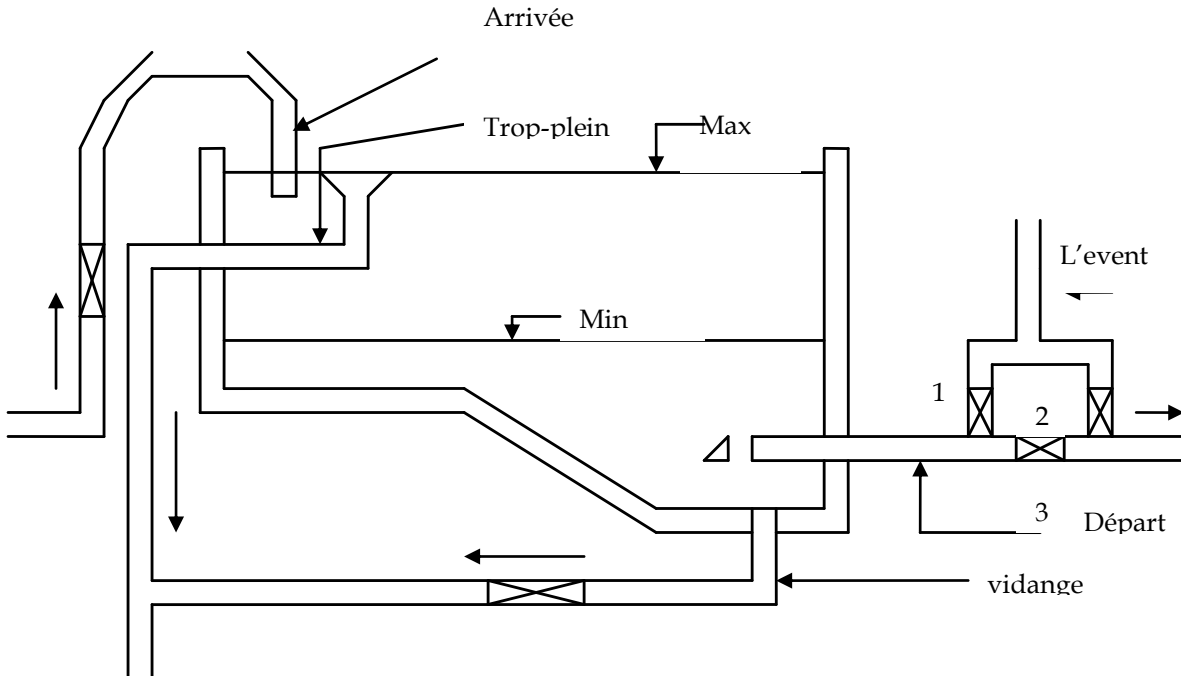


Figure 1 : Équipements du réservoir.

- Conduite de trop plein : elle a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation de débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne sera pas arrêtée.

- Conduite de vidange : pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, la vidange s'effectue au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein.

- Conduite d'arrivée (d'amenée) : l'arrivée de l'adduction dans le réservoir peut être placée soit au fond du réservoir (arrivée en pipe), soit à la partie supérieure (adduction noyée) ou même déverser au-dessus de la surface libre dans celui-ci (adduction avec chute libre).

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'arrivée par surverse permet d'avoir une hauteur, constante, et provoque une oxygénation de l'eau, ce qui favorise l'entartrage du réservoir et des conduites aval.

- Conduite de distribution : pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée ; il sera placé au fond, mais à une faible hauteur au-dessus de celui-ci, pour éviter d'entraîner dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir.

Dans les petites installations, il est fréquent, par économie, d'adopter une conduite unique pour assurer l'arrivée et le départ de l'eau.

VI. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;

VII. Hygiène et sécurité

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, il faut que le réservoir soit :

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- Éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- Étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau;

VIII. Réservoir de Cap Djinet RD

$$a = \frac{5427.84}{24} = 226.16$$

Tableau 1 : Détermination de la capacité du réservoir de cap djinet

Temps (h)	Ch	Débit d'apports (m ³ /h)	Débit de consommation Qch (m ³ /h)	Volume d'apport Cumulé	Volume consommé Cumulé	Différence Apport-consommé (m ³)
00-01	1.5	226.16	81.41	226.16	81.41	144.74
01-02	1.5	226.16	81.41	452.32	162.83	289.48
02-03	1.5	226.16	81.41	678.48	244.25	434.23
03-04	1.5	226.16	81.41	904.64	325.67	578.97
04-05	2.5	226.16	135.69	1130.81	461.37	669.43
05-06	3.5	226.16	189.97	1356.97	651.34	705.62
06-07	4.5	226.16	244.25	1583.13	895.60	687.53
07-08	5.5	226.16	298.53	1809.29	1194.13	615.16
08-09	6.25	226.16	339.24	2035.45	1533.37	502.07
09-10	6.25	226.16	339.24	2261.62	1872.62	388.99
10-11	6.25	226.16	339.24	2487.78	2211.86	275.91
11-12	6.25	226.16	339.24	2713.94	2551.10	162.83
12-13	5	226.16	271.39	2940.10	2822.50	117.60
13-14	5	226.16	271.39	3166.26	3093.89	72.37
14-15	5.5	226.16	298.53	3392.43	3392.431	0
15-16	6	226.16	325.67	3618.59	3718.10	-99.511
16-17	6	226.16	325.67	3844.75	4043.77	-199.02
17-18	5.5	226.16	298.53	4070.91	4342.31	-271.39
18-19	5	226.16	271.39	4297.079	4613.70	-316.62
19-20	4.5	226.16	244.25	4523.24	4857.96	-334.71
20-21	4	226.16	217.11	4749.40	5075.07	-325.67
21-22	3	226.16	162.83	4975.56	5237.91	-262.34
22-23	2	226.16	108.55	5201.72	5346.47	-144.74
23-24	1.5	226.16	81.41	5427.89	5427.89	0

1. Variation de volume du réservoir

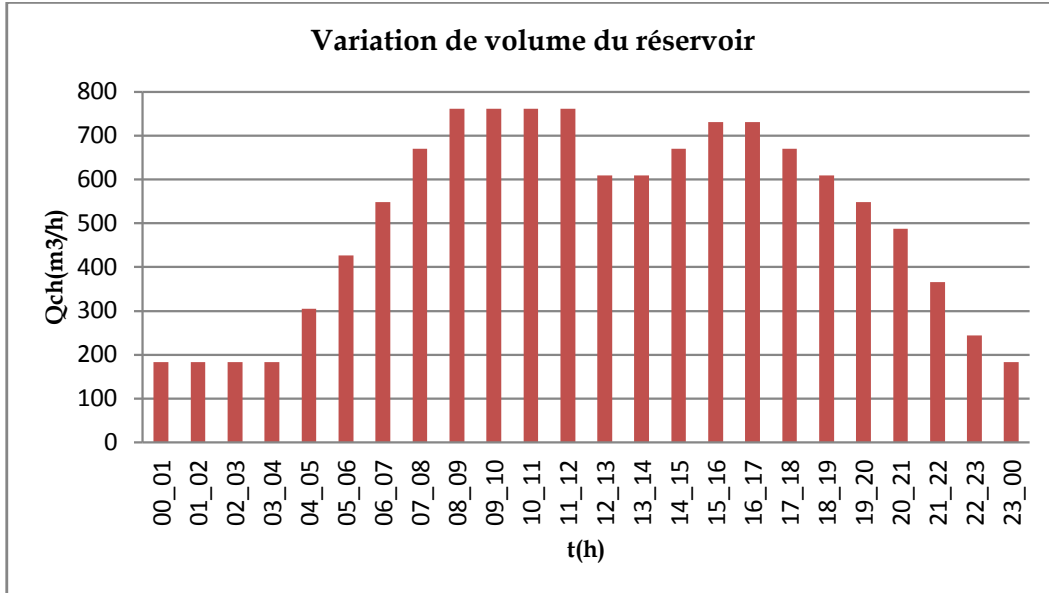


Figure 2 : Variation de volume du réservoir.

2. Volume de réservoir

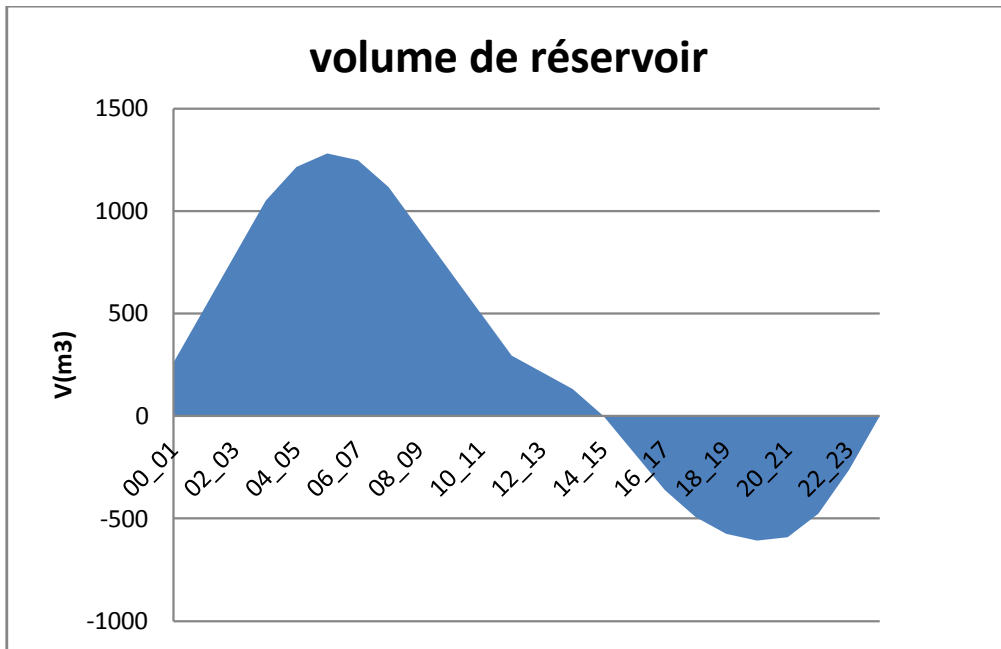


Figure 3 : Volume de réservoir.

3. Capacité théorique

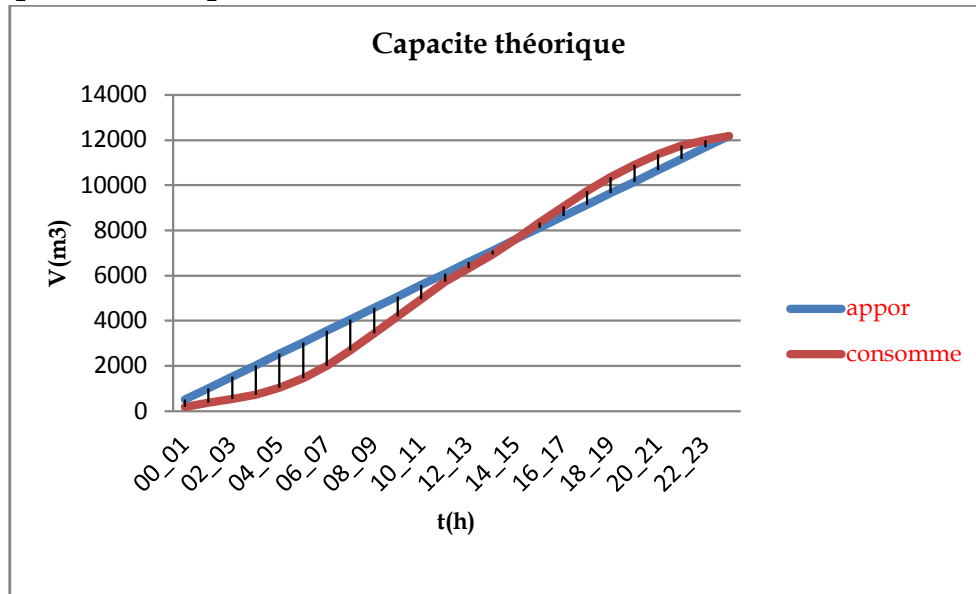


Figure 4 : Capacité théorique.

Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$Vr = |\Delta V|_+ + |\Delta V|_- = 705.62 + 334.71 = 1040.33 \text{m}^3$$

IX. Dimensions du réservoir

Si on choisi un réservoir cylindrique les calculs se font comme suit en choisissant une hauteur :

$$\begin{aligned} V &= S \cdot H \\ \Rightarrow S &= \frac{V}{H} \\ \Rightarrow \frac{\pi D^2}{4} &= \frac{V}{H} \\ \Rightarrow D &= \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \end{aligned}$$

AN :

H = 7m

Donc :

D = 14m.

X. Réservoir de Laghata RL

$$a = \frac{3760.56}{24} = 156.69$$

Tableau 2 : Détermination de la capacité du réservoir de laghata

Temps (h)	Ch	Débit d'apport a (m³/h)	Débit de consommation Qch (m³/h)	Volume d'apport Cumulé	Volume consommé Cumulé	Différence apport-consommé (m³)
00-01	1.5	156.69	56.40	156.69	56.40	100.28
01-02	1.5	156.69	56.40	313.38	112.81	200.56
02-03	1.5	156.69	56.40	470.08	169.22	300.85
03-04	1.5	156.69	56.40	626.77	225.63	401.13
04-05	2.5	156.69	94.01	783.47	319.65	463.81
05-06	3.5	156.69	131.62	940.16	451.27	488.88
06-07	4.5	156.69	169.22	1096.85	620.50	476.35
07-08	5.5	156.69	206.83	1253.55	827.34	426.20
08-09	6.25	156.69	235.04	1410.24	1062.38	347.86
09-10	6.25	156.69	235.04	1566.94	1297.42	269.513
10-11	6.25	156.69	235.04	1723.63	1532.46	191.16
11-12	6.25	156.69	235.04	1880.33	1767.51	112.81
12-13	5	156.69	188.03	2037.02	1955.54	81.48
13-14	5	156.69	188.03	2193.71	2143.57	50.14
14-15	5.5	156.69	206.83	2350.41	2350.41	0
15-16	6	156.69	225.63	2507.10	2576.05	-68.94
16-17	6	156.69	225.63	2663.80	2801.69	-137.89
17-18	5.5	156.69	206.83	2820.49	3008.52	-188.03
18-19	5	156.69	188.03	2977.18	3196.56	-219.37
19-20	4.5	156.69	169.22	3133.88	3365.79	-231.90
20-21	4	156.69	150.42	3290.57	3516.21	-225.63
21-22	3	156.69	112.81	3447.27	3629.03	-181.76
22-23	2	156.69	75.21	3603.96	3704.25	-100.28
23-24	1.5	156.69	56.40	3760.66	3760.66	0

1. Variation de volume du réservoir

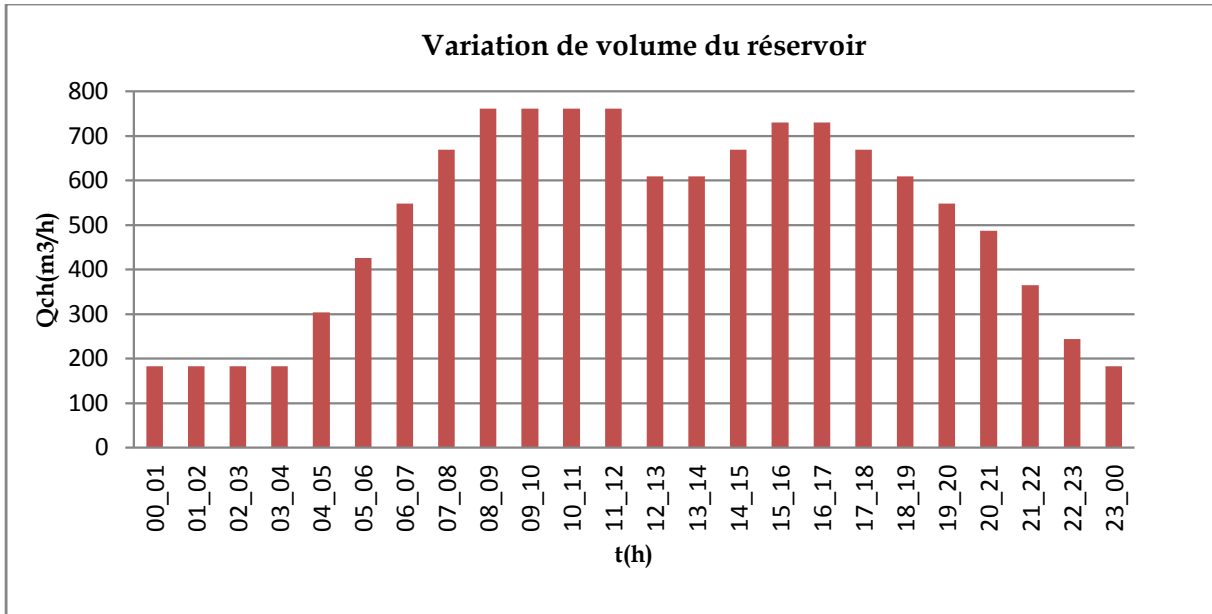


Figure 5 : Variation de volume du réservoir

2. Volume de réservoir

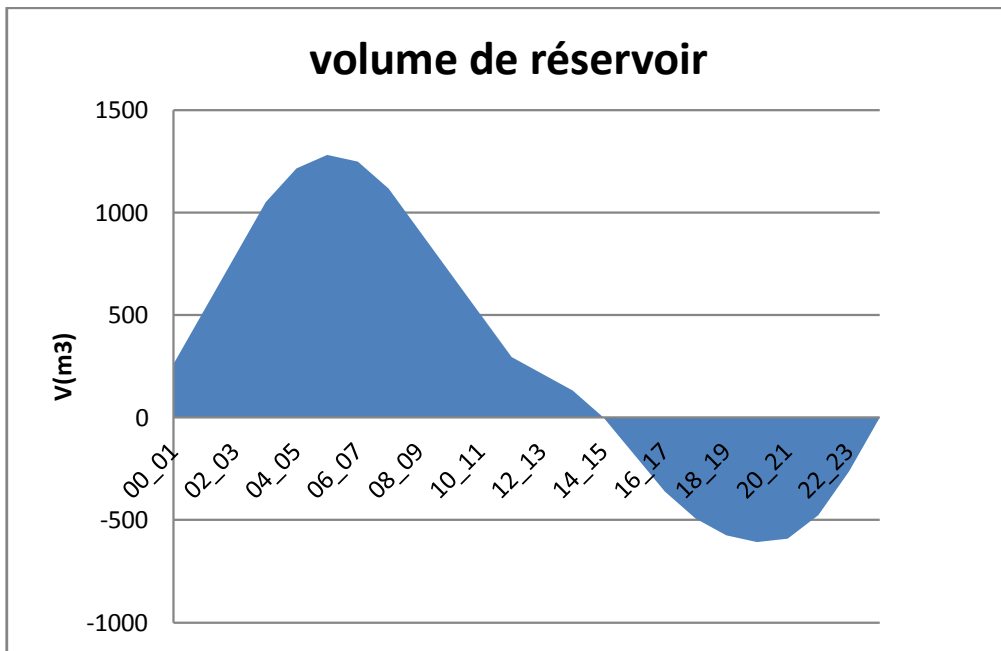


Figure 6: Volume du réservoir.

3. Capacité théorique

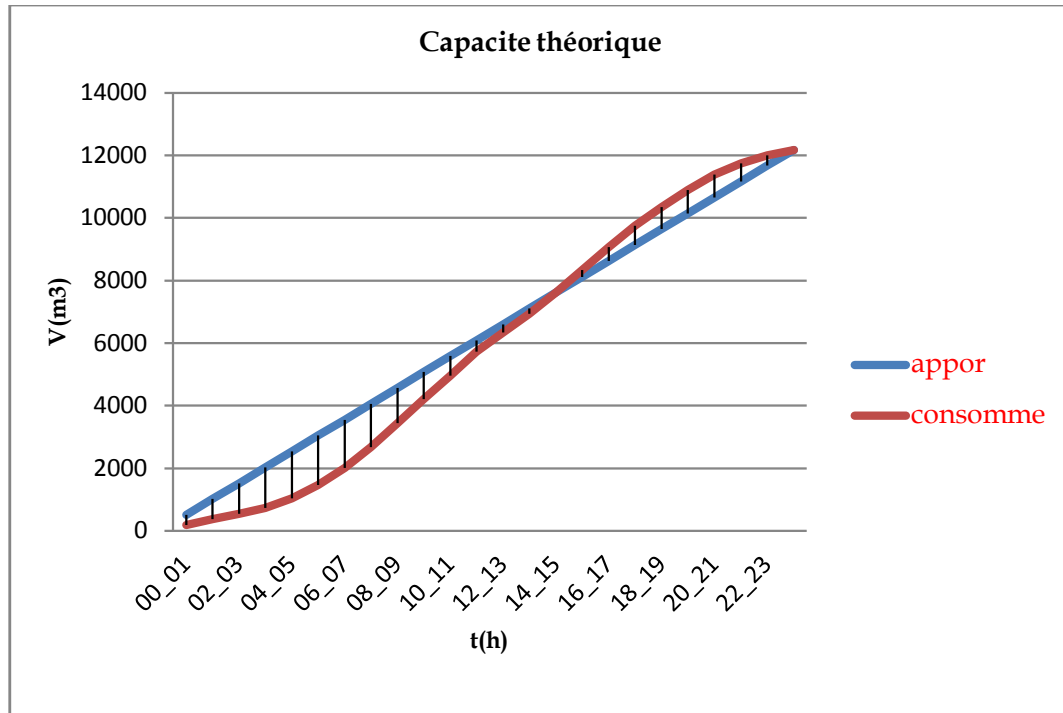


Figure 4 : Capacité théorique.

Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$V_r = |\Delta V|_+ + |\Delta V|_- = 488.88 + 231.9 = 720.78 \text{ m}^3$$

XI. Dimensions du réservoir

Si on choisi un réservoir cylindrique les calculs se font comme suit en choisissant une hauteur :

$$\begin{aligned} V &= S \cdot H \\ \Rightarrow S &= \frac{V}{H} \\ \Rightarrow \frac{\pi D^2}{4} &= \frac{V}{H} \\ \Rightarrow D &= \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \end{aligned}$$

AN : $H = 6m$

Donc

D= 13m.

XII. Réservoir Zemmouri RZ

$$a = \frac{12177.84}{24} = 182.67$$

Tableau 3 : Détermination de la capacité du réservoir de zemmouri

Temps (h)	Ch	Débit d'apport a (m ³ /h)	Débit de consommation Qch (m ³ /h)	Volume d'apport Cumulé	Volume consommé Cumulé	Différence apport-consommé (m ³)
00-01	1.5	507.41	182.67	507.41	182.67	324.74
01-02	1.5	507.41	182.67	1014.83	365.34	649.49
02-03	1.5	507.41	182.67	1522.25	548.01	974.24
03-04	1.5	507.41	182.67	2029.66	730.68	1298.98
04-05	2.5	507.41	304.45	2537.08	1035.13	1501.95
05-06	3.5	507.41	426.23	3044.50	1461.36	1583.14
06-07	4.5	507.41	548.01	3551.91	2009.37	1542.54
07-08	5.5	507.41	669.79	4059.33	2679.16	1380.17
08-09	6.25	507.41	761.12	4566.75	3440.28	1126.46
09-10	6.25	507.41	761.12	5074.16	4201.41	872.75
10-11	6.25	507.41	761.12	5581.58	4962.53	619.04
11-12	6.25	507.41	761.12	6089	5723.66	365.34
12-13	5	507.41	608.90	6596.41	6332.56	263.85
13-14	5	507.41	608.90	7103.83	6941.46	162.37
14-15	5.5	507.41	669.79	7611.25	7611.25	0
15-16	6	507.41	730.68	8118.66	8341.93	-223.26
16-17	6	507.41	730.68	8626.08	9072.61	-446.52
17-18	5.5	507.41	669.79	9133.50	9742.4	-608.90
18-19	5	507.41	608.90	9640.91	10351.3	-710.38
19-20	4.5	507.41	548.01	10148.33	10899.31	-750.97
20-21	4	507.41	487.12	10655.75	11386.43	-730.68
21-22	3	507.41	365.34	11163.16	11751.77	-588.60
22-23	2	507.41	243.56	11670.58	11995.33	-324.74
23-24	1.5	507.41	182.67	12178	12178	0

1. Variation de volume du réservoir

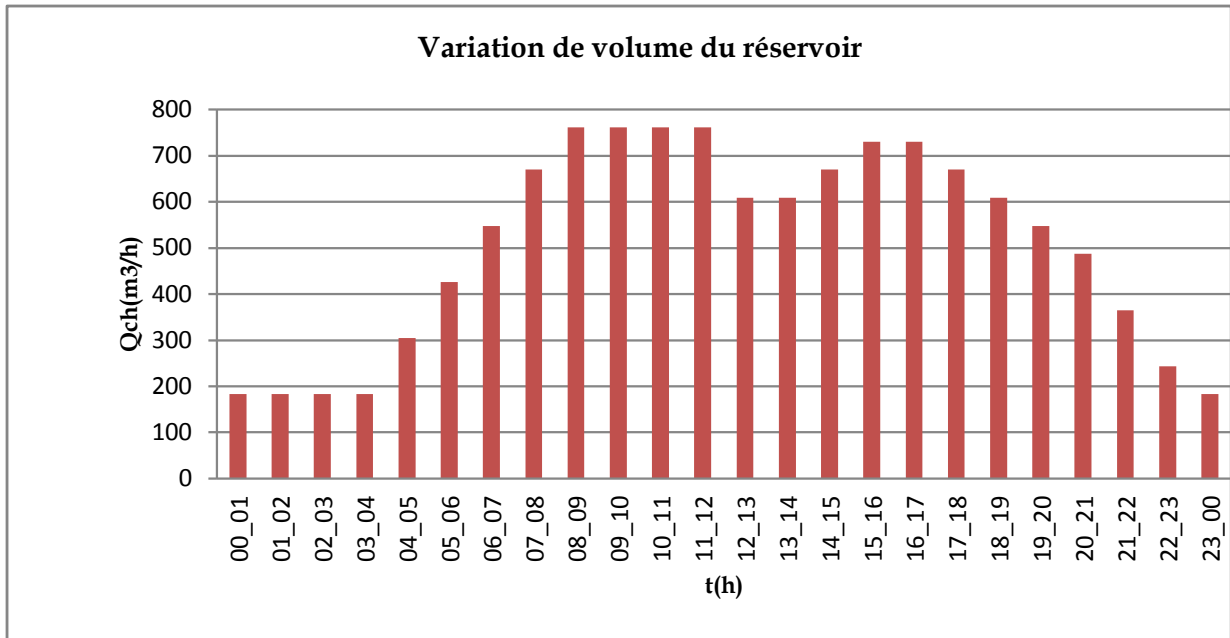


Figure 8 : Variation de volume du réservoir

2. Volume de réservoir

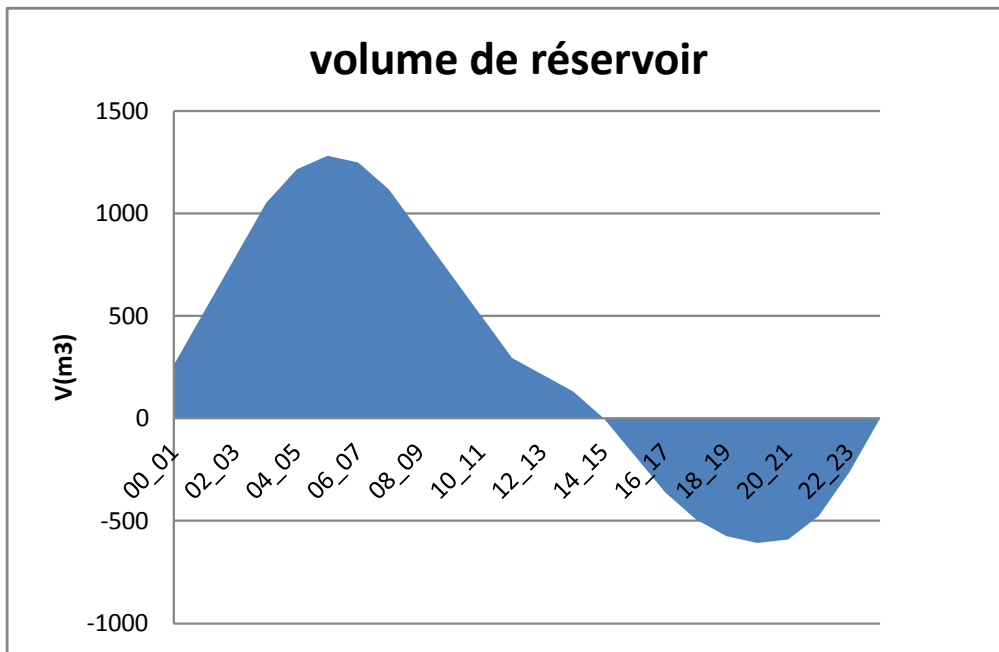


Figure 9 : Volume du réservoir

3. Capacité théorique

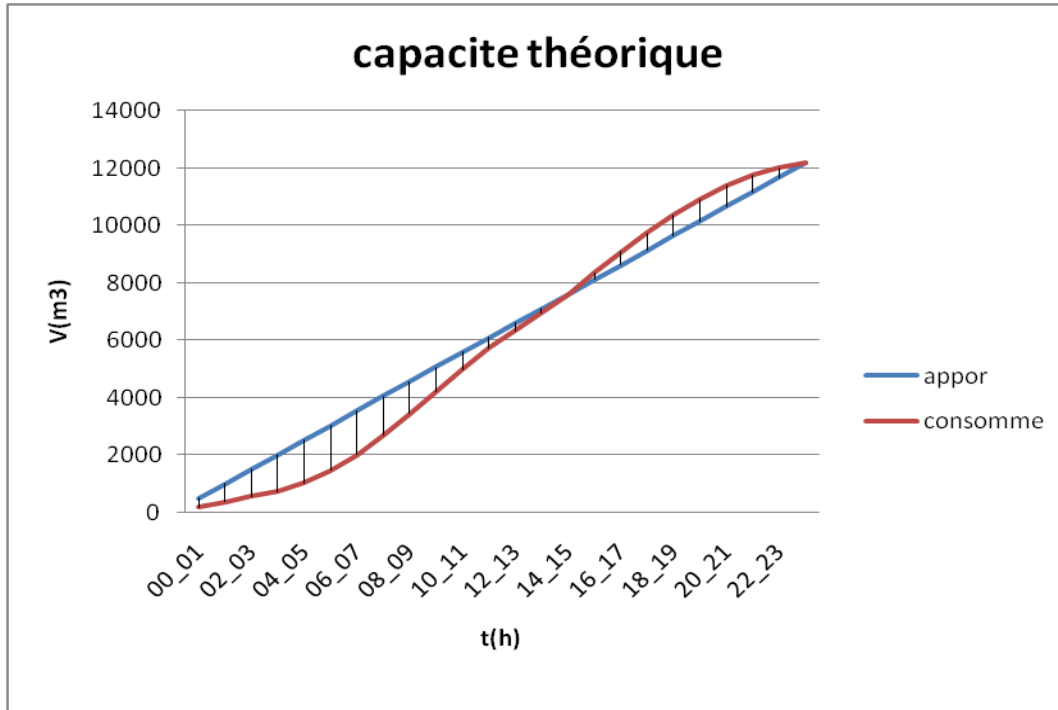


Figure 10 : Capacité théorique.

Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$V_r = |\Delta V|_+ + |\Delta V|_- = 1583.14 + 750.97 = 2334.11 \text{ m}^3$$

XIII. Dimensions du réservoir

Si on choisi un réservoir cylindrique les calculs se font comme suit en choisissant une hauteur :

$$\begin{aligned} V &= S \cdot H \\ \Rightarrow S &= \frac{V}{H} \\ \Rightarrow \frac{\pi D^2}{4} &= \frac{V}{H} \\ \Rightarrow D &= \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \end{aligned}$$

AN : H = 8m

Donc = 19m

D= 19m.

XIV. Réservoir Tampon RT

Un réservoir tampon de $4 \times 10\,000\text{ m}^3$ de capacité; il sert à la régularisation et au stockage pour garantir une sécurité minimum en cas de problème de la station et en cas de problème futur.

Le site du réservoir est à l'entrée nord ouest de la ville de Cap Djinet à une cote de 176 m ; les dimensions de chaque réservoir de $10\,000\text{ m}^3$ et $(8 \times 40 \times 32)$.

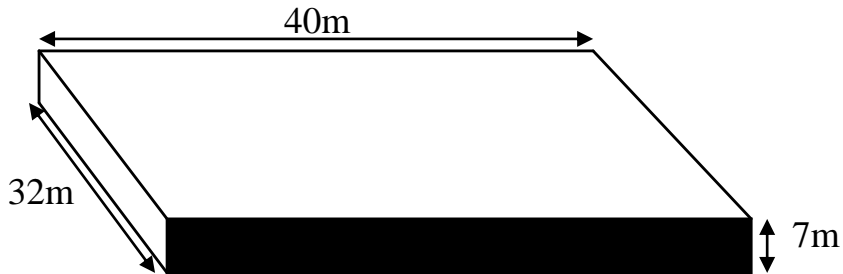


Figure 11 : Réservoir rectangulaire.

XV. Réservoir d'équilibre RE

Un réservoir rectangulaire de volume $10\,000\text{ m}^3$. Le réservoir d'équilibre sera situé au Nord-est de la ville de Bordj Ménaïel au lieu dit Douar El Gaïcha. Le site a été reconnu et offre la possibilité de dégager moyennant quelques terrassements une assiette suffisante pour le futur réservoir d'une capacité de $10\,000\text{ m}^3$.

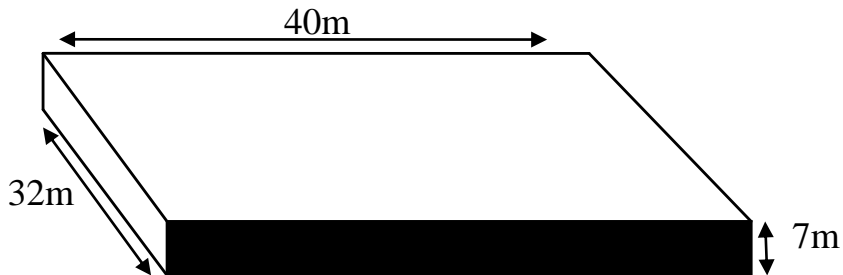


Figure 12 : Réservoir rectangulaire

XVI. Conclusion

Pour les réservoirs de Cap Djinet et Laghata et Zemmouri il existe des réservoirs. Avec des capacités de volume respectivement $2 \times 800\text{ m}^3$, $2 \times 400\text{ m}^3$, $2 \times 500\text{ m}^3$; donc on peut utiliser ces réservoirs sans réaliser des nouveaux réservoirs.

CHAPITRE VI
PROTECTION
DES
CONDUITES

CHAPITRE VI

Protection Des Conduites

I. Introduction

Les civilisation anciennes se sont trouvés confrontés à des problèmes de changement de propriétés des matériaux depuis apparemment fort longtemps, ainsi les ROMAINS avaient identifié et résolu certains problèmes de corrosion dans la construction naval en bois. Au XXème siècle les problèmes de corrosion ont vu leur importance grandir considérablement en devenant un poids économique qui ne peut pas être négligé, pour cette raison l'intérêt s'est dirigé vers la recherche de nouveaux matériaux qui peuvent atténuer ces phénomènes de dégradation qui sont les causes directes des fuites.

II. Définition de la corrosion

On appelle corrosion, la destruction lente ou progressive des métaux et leurs alliages, la corrosion est l'attaque chimique des surfaces métalliques par un milieu agressif extérieur. Elle se traduit généralement par l'altération de la surface du métal.

L'expérience montre que ce genre d'altération dépend surtout des trois facteurs suivants la nature chimique du métal ou de la composition de l'alliage et de leur structure. La nature chimique du milieu et de sa teneur en matières corrosives (oxygène, humidité, acides, ...etc.). Et la température du milieu ambiant, donc La corrosion est le résultat des réactions Chimiques et électrochimiques.

Selon la nature du milieu d'accueil on distingue :

- la corrosion sèche.
- la corrosion humide.

On peut envisager deux méthodes de protection contre la corrosion :

- les revêtements protecteurs.
- les traitements du milieu.

III. Revêtements protecteurs

Le rôle principal 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. Dans cette partie on s'intéresse aux revêtements extérieurs, car pour les revêtements intérieur, et il y'a aussi les vernis hydrocarboné et les revêtements par le zinc appliqués soit à la trempée (Bain de zinc fondu), soit par le zingage électrolytique (cette protection convient aux tubes à petit diamètre en acier).

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 :

- revêtements passifs ;
- revêtement actifs ;

1. 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.

Les principaux revêtements utilisés sont :

a. Les revêtements thermoplastiques

Les brais de houille et bitume de pétrole se sont les matériaux les plus fréquemment utilisés depuis plus de cinquante ans, on distingue, suivant leur origine, deux classes :

i. Les dérivées des goudrons et houilles

Ils sont les résultats de la distillation des goudrons et de houille à différentes températures. On distingue :

- les houilles ;
- les constituants cristallins ;
- le brai de houille (fraction restantes après distillation) ;

ii. Les dérivées de bitumes de pétrole

Les bitumes de pétrole constituent des systèmes colloïdaux de forte viscosité pour assurer :

- Un meilleur comportement au vieillissement ;
- Un meilleur comportement à la variation de température ;
- Une résistance aux chocs et à la pression ;
- Une plus bas du prix de revient ;

Les dérivées de goudrons, de houilles et les dérivées de bitumes de pétrole sont souvent associées à des matières minérales chimiquement inertes appelées "FILLET" pour améliorer leurs qualités.

b. Matériaux thermodurcissable

Les matériaux thermodurcissable peuvent être mise en forme suivant trois catégories principales :

Les résines époxydes, les résines polyuréthane et les résines polyesters.

2. Revêtements actifs

C'est 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 :

a. Revêtements minéraux

Ceux-ci sont essentiellement constitués de mortier de ciment, cette protection empêche toute attaque du métal par l'eau.

b. Revêtements métalliques

Ils assurent par l'une 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.

IV. 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). Sauf que le traitement est appliqué seulement pour l'eau du fait de la difficulté, voir l'impossibilité de traiter le sol.

V. Protection contre le coup de bélier

On avait vu que le coup de bélier est une succession des surpressions et des dépressions très importantes qui peuvent endommager les canalisations (figure 1).

On peut éviter ce danger par l'utilisation des canalisations très rigides qui peuvent résister à la surpression, mais cela va coûter très chère, puisque les canalisations sont en générale très longues ; donc il faut penser à une autre solution pour lutter contre ce phénomène économiquement.

Les dispositifs utilisés pour la protection sont appelés anti-bélier. Ces derniers peuvent être divisés, selon le risque qu'on désire protéger les canalisations en deux catégories:

- Des anti-béliers spécifiques qui permettent de combattre un seul risque (la surpression ou la dépression),
- et non spécifiques qui permettent de combattre les deux risques à la fois.



Figure 1 : conduite détruite à cause du coup de bélier.

1. Anti-béliers spécifiques

Certains dispositifs anti-béliers combattent efficacement une cause déterminée ; on peut d'ailleurs dire que, plutôt que de surpression des effets du coup de bélier, ils empêchent celui-ci de se produire ; en revanche, ils sont inefficaces contre les autres causes.

- Vanne à fermeture lente

Pour éviter les coups de bélier dus à la fermeture d'une vanne, il convient de limiter la vitesse de fermeture en estimant le temps minimal de fermeture nécessaire.

- Soupape de décharge

Une soupape de décharge est un appareil de robinetterie qui s'ouvre dès que la pression dans la conduite dépasse une valeur réglée à l'avance grâce, le plus souvent, à un ressort taré (*figure-4-*) ; elle laisse alors passer un certain débit, ce qui superpose à l'onde de pression positive une onde négative. Ce dispositif ne combat donc que la surpression et non la dépression ; il nécessite une maintenance pour assurer le bon état de fonctionnement. Son prix peu élevé et la possibilité de le placer en divers points d'une longue conduite le rendent utilisable lorsque le point de formation du coup de bélier est incertain et que seul des surpressions sont initialement à craindre.

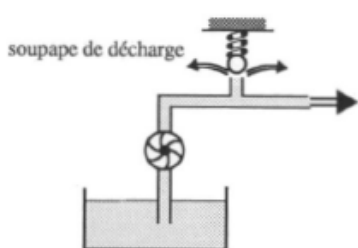


Figure 2 : Soupape de décharge.

- Le By-pass

Un by-pass (*figure-5-*) est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe. Il est muni d'un clapet qui se ferme lorsque la pompe fonctionne normalement. Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve ainsi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau. Ce dispositif est avant tout un limiteur de dépression, mais du même coup il limite la surpression.

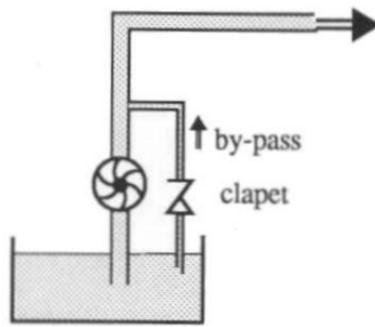


Figure 3 : Le By-pass.

2. Anti-béliers non spécifiques

S'il peut être avantageux d'empêcher le coup de bélier de se produire, en revanche on ne lutte ainsi, comme nous venons de le voir, que contre une seule cause possible. Les dispositifs que nous allons voir maintenant servent à amortir les ondes de pression, indépendamment de leur origine. Bien entendu, ils laissent ces ondes se propager entre leur point de formation et l'endroit où ils sont installés.

- Cheminée d'équilibre et réservoir

Pour lutter efficacement contre les effets néfastes du coup de bélier, il est commode de placer, à l'endroit le plus vulnérable de l'installation, une réserve de liquide. Par exemple, si le moteur d'entraînement d'une pompe disjoncte, cette réserve se substituera au débit dès l'apparition de la dépression et par conséquent l'importance des coups de bélier sera réduite.

- Cheminée d'équilibre

Pour combattre hydrauliquement aussi bien les ondes négatives que positives, il faut pouvoir non seulement évacuer (temporairement ou non) une certaine quantité d'eau, mais aussi en fournir à la conduite que l'on doit protéger. Il faut donc disposer d'un réservoir partiellement plein pendant le fonctionnement, dans lequel les variations de pression sont associées à des variations de volume. Lorsque la surface libre de ce réservoir est à la pression atmosphérique, c'est une *cheminée d'équilibre*. Dans le cas contraire, il s'agit d'un réservoir sous pression d'air, appelé *réservoir anti-bélier*.

- Réservoir anti-bélier



Figure 4 : Réservoir anti-bélier.

Pour les installations de pompage de débit plus modéré, ou le relief permet rarement l'aménagement d'une cheminée d'équilibre, la protection est le plus souvent assurée par un réservoir anti-bélier, qui a l'avantage de pouvoir être installé à proximité des pompes est des vannes susceptibles d'engendrer des coups de bélier.

Conclusion générale

Après avoir recueilli les données de base nécessaires auprès du bureau d'étude (ENHYD) et les différents organismes d'état (DHW Boumerdes). Nous avons entamé notre étude par une description de la zone concernée et de la station de dessalement, puis nous avons établi le bilan hydraulique de chaque commune concernée. Et déduit ainsi les débits de dimensionnement de chaque tronçon. Les principaux résultats obtenus sont :

- Le système SPET sera alimenté par plus de 70% de la production totale de la SDEM
- La commune de Cap djinet $5427.89 \text{ m}^3/\text{j}$.
- La commune de Zemmouri $12178 \text{ m}^3/\text{j}$.
- La commune de Laghata $3760.66 \text{ m}^3/\text{j}$.

Les diamètres économiques ont été déterminés et le choix d'un débit gravitaire vers les communes a été préconisé. La projection d'un ensemble de réservoirs a été effectuée en fin de constructions de capacités suivantes :

- Réservoir tampon $4 \times 10000 \text{ m}^3$.
- Réservoir de Cap djinet 1040 m^3 .
- Réservoir de Laghata 720 m^3 .
- Réservoir de Zemmouri 2334 m^3 .

Enfin, les moyens de protection des conduites contre la corrosion et les coups de bélier des installations ont été présentés.

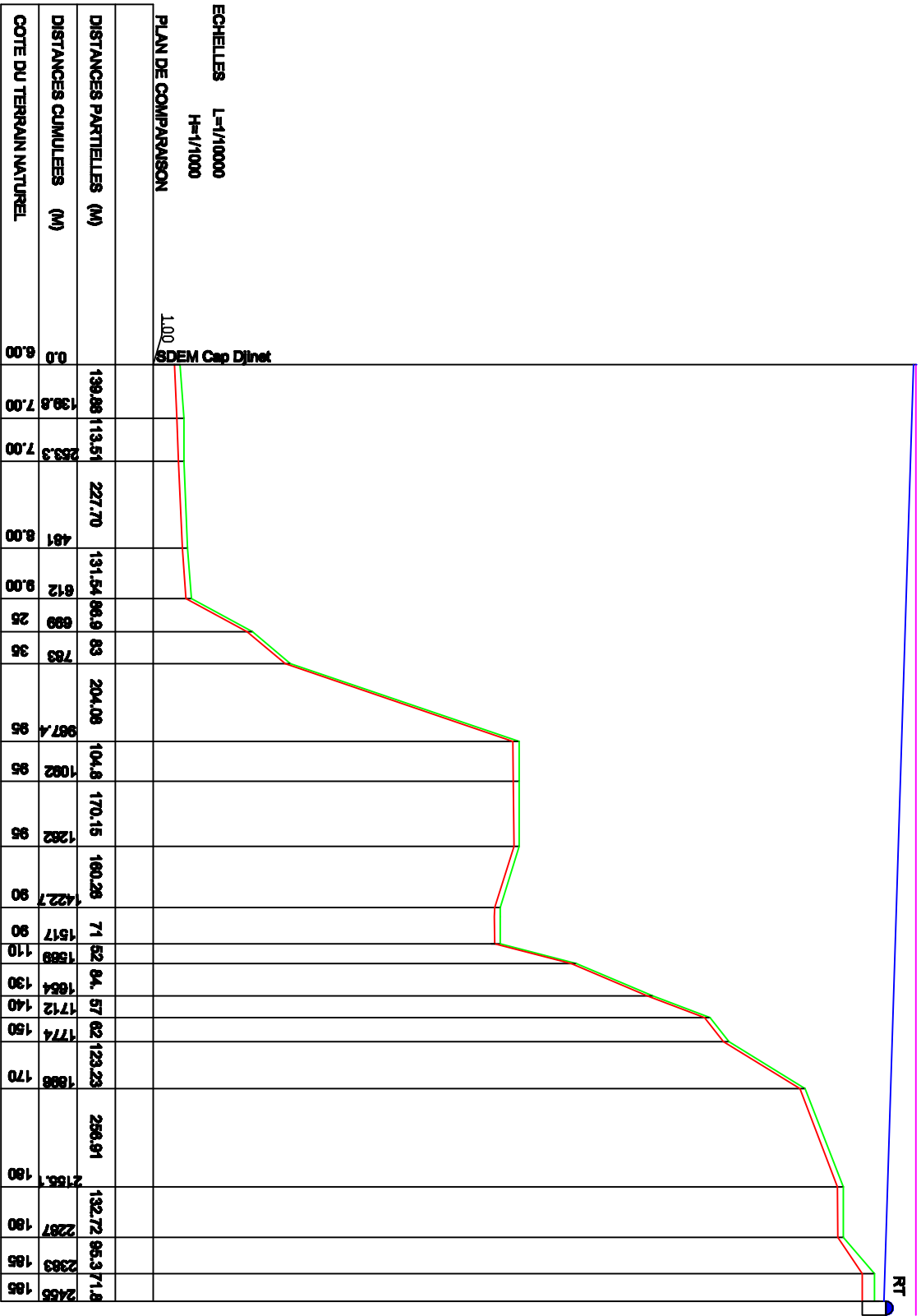
La bibliographie

- [1] Dupont. A : Hydraulique urbaine tome 2 « ouvrage de transport élévation et Distribution des eaux »
- [2] DUPONT. A : Hydraulique urbaine « exercices et projets »
- [3] J. BONNIR Hydraulique urbaine « appliquée aux agglomérations de petite et moyenne Importance »
- [4] CARLIER .M : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles, paris 1972.
- [5] MESCAND .L : Hydraulique générale tome 2. Edition paris 1971 .
- [6] CYRILI GOMELA et HENRI GUERREE : Guide de l'alimentation en eau dans Les agglomérations urbaines et rurales. Tome I, Paris 1985.
- [7].CHRISTOPHER J. (1995). « Corrosion & protection». Edition Masson. Paris.
- [8]. "Manuel De Protection Cathodique". TECHNIP .Paris.1970.
- [9]. LYONNAISE DES EAUX. (1994). « Mémento du gestionnaire de l'AEP et de L'assainissement ». Edition Lavoisier Tec & Doc. France.

Annex

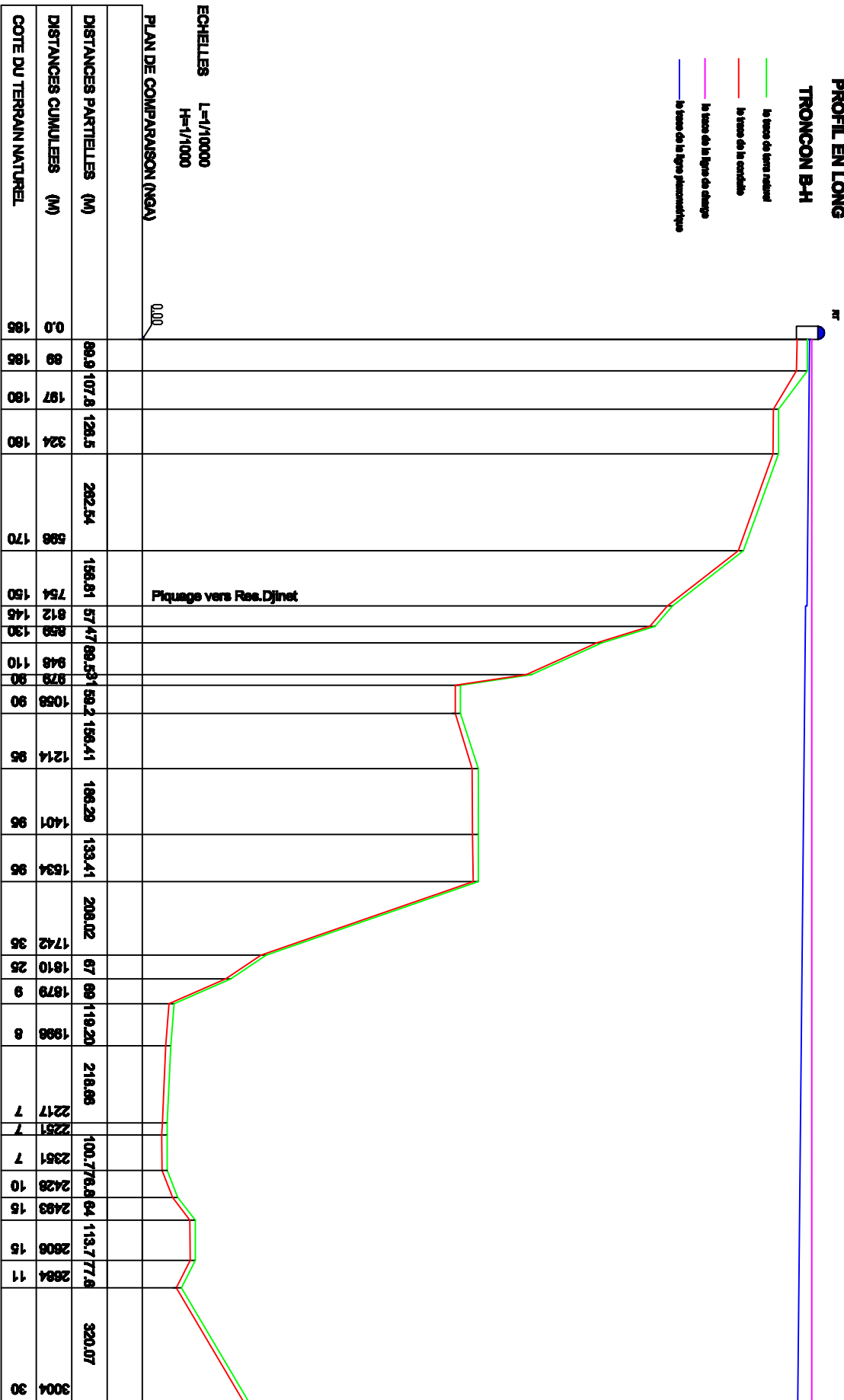
**PROFIL EN LONG
TRONCON A-B**

- la trace de born naturel
- la trace de la conduite
- la trace de la ligne de charge
- la trace de la ligne géométrique



PROFIL EN LONG
TRONÇON B-H

- la trace de terrain naturel
- la trace de la conduite
- la trace de la ligne de charge
- la trace de la ligne géométrique



ECHELLES
L=1/10000
H=1/1000

PLAN DE COMPARAISON (NGA) 0,00

Piquage vers Res.Djinet

- la base du vers naturel
- la base de la corde
- la base de la ligne de charge
- la base de la ligne géométrique

ECHELLES L=1/10000
H=1/1000

PLAN DE COMPARAISON

DISTANCES PARTIELLES (M)	253,66	115,3	59	200,94	126,15	596,96	252,41	105,17	209,27	93,62	164,13	619,51		
DISTANCES CUMULEES (M)	3004	3258	3373	3433	3634	3760	4347	4599	4704	4914	5007	5171	5238	
COTE DU TERRAIN NATUREL	30	43	45	46	50	50	44	35	35	45	47	50	50	6057



PROFIL EN LONG

- le tracé de terrain naturel
- le tracé de la centrale
- le tracé de la ligne de charge
- le tracé de la ligne géométrique

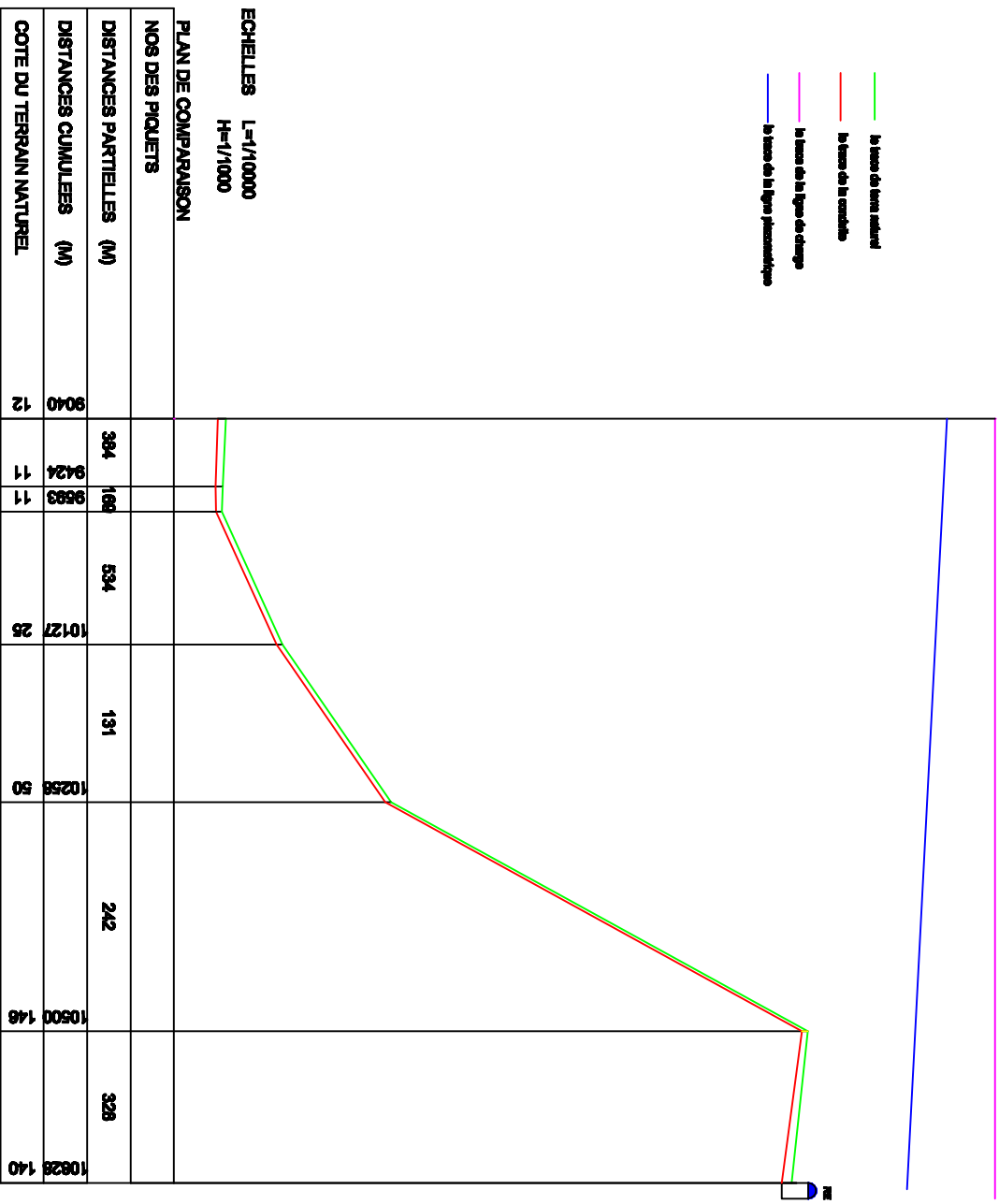
SCHEMATA
L=1/10000
H=1/1000

PLAN DE COMPARAISON (NGA)

DISTANCES PARTIELLES (M)	DISTANCES CUMULEES (M)	COTE DU TERRAIN NATUREL (NGA)
579.69	6637.25	22.00
443.39	7082.64	22.00
183.21	7198.95	22.00
139.40	7338.35	23.00
820.26	8158.61	18.00
320.37	8500.98	11.00
539.21	9040.19	15.00

PROFIL EN LONG

- la trace de terrain naturel
- la trace de la conduite
- la trace de la ligne de drainage
- la trace de la ligne planimétrique



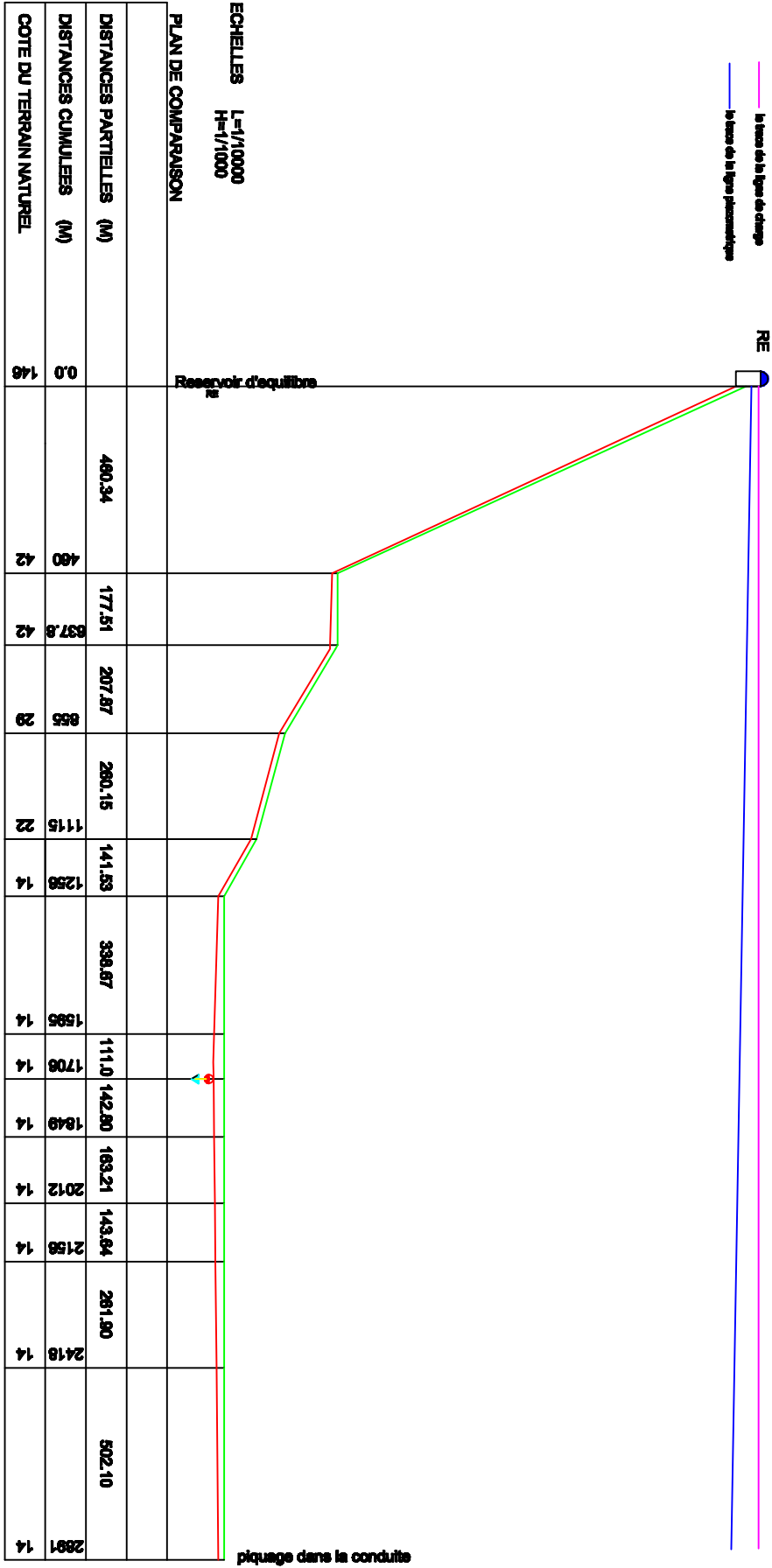
ECHELLES L=1/10000
H=1/1000

PLAN DE COMPARAISON

NOS DES PIQUETS	DISTANCES PARTIELLES (M)	DISTANCES CUMULEES (M)	COTE DU TERRAIN NATUREL
12	394	9040	12
11	9424	9424	11
11	169	9593	11
	534	10127	26
	131	10258	50
	242	10500	148
	328	10828	140

PROFIL EN LONG TRONÇON H1

- la trace de terrain naturel
- la trace de la conduite
- la trace de la ligne de charge
- la trace de la ligne piezométrique



ECHELLES
L=1/10000
H=1/1000

PLAN DE COMPARAISON

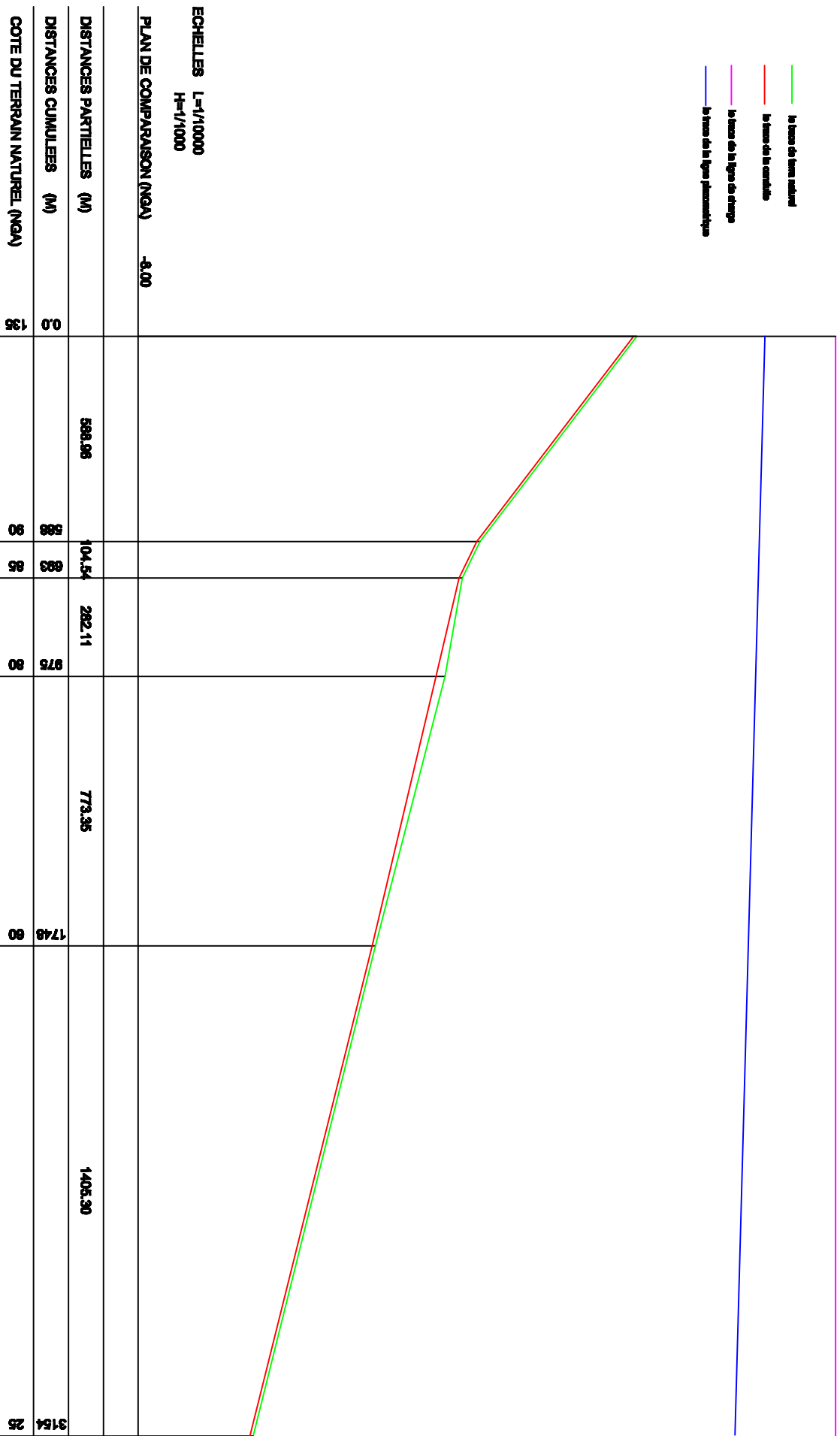
Reservoir d'équilibre

RE

piquage dans la conduite

PROFIL EN LONG
TRONÇON F-G

- la base de terrain naturel
- la base de la canalisation
- la base de la ligne de drainage
- la trace de la ligne projective



ECHELLES L=1/10000
H=1/1000

