

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

– جامعة أبي بكر بلقايد– تلمسان –

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de **MASTER**

En : **Hydraulique**

Spécialité: **Hydro-informatique**

Par

M^{lle}. BOUCHAIB Sounia

M^{lle}. CHADLI Imane

Transfert des eaux du réservoir 30 000 m³ Lalla Setti vers la zone Sud de la wilaya de Tlemcen

Soutenu publiquement, le 13 / 06 / 2017, devant le jury composé de :

Mr ADJIM. M	Univ. Tlemcen	Président
Mr ROUISSAT. B	Univ. Tlemcen	Encadreur de mémoire
Mme BOUKLI HACENE. C	Univ. Tlemcen	Co-encadreur de mémoire
Mr TERKI HASSAINE. T	Univ. Tlemcen	Examineur
Mr SEDDINI. A	Univ. Tlemcen	Examineur

2016 – 2017

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ...

Mes chers parents

Affables, honorables, aimables : vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Vos prières et vos bénédictions moi ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance.

Je vous dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, vous réserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.

A mes deux princesses Wahiba et Ryma.

A mon petit frère Mehdi.

A ma chère amie et copine de travail, merci pour votre compréhension.

A mes très chères : Khadija, Rabeb, Asma, Hayet, Wafae, Soumia, Souad, Hanen et Meriem.

A tous ma promotion de HI 2016/2017.

A toute ma famille du petit au grand, ainsi qu'à tous ceux qui me connaissent, qui m'ont aidé et qui sont toujours présent à mes côtés, avec qui j'ai partagé le bon et le mauvais.

C.H.Imanç



Dédicace

Je dédie ce mémoire:

Au nom d'ALLAH, le Clément et que le manifeste, louange à toi le maître des mondes.

A mes parents:

Ma mère, qui a œuvrée pour ma réussite, par son amour, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie;

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Merci pour l'éducation et le soutien permanent venu de toi;

Recevez à travers ce modeste travail l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude. Puisse Dieu faire en sorte qu'il apporte son fruit.

A mon petit frère Ismail.

A ma petite sœur Romaiissa.

A mon cher Ali.

A ma chère copine de travail, que je remercie d'avoir été toujours compréhensive et patiente.

A mes bien aimée Khalida et Safia.

A toute ma famille du petit au grand.

A tous mes amis.

A toute ma promo.

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation de ce travail.

B.Sonia 

Remerciements

Nous tenons, tous d'abord à remercier le Bon Dieu de nous avoir accordé la foi, le courage, la volonté, et le Bon entourage afin d'accomplir dans les meilleures conditions ce modeste travail.

Avec une profonde reconnaissance et considération particulière on remercie notre encadreur Mr. ROUISSAT Tayeb pour sa générosité et la grande patience, pour le temps qu'il a bien voulu nous consacrer, et pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remerciments s'adressent également à M^{me} BOUKLI HACENE Chérifa notre Co-encadreur, s'est toujours montré à l'écoute, ainsi pour l'inspiration, pour les précieux conseils qui nous a donné pour élaborer ce travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Ch.Imanç



B.Sonia



Résumé

La zone SUD de la wilaya de Tlemcen constituée des agglomérations de Terny Beni Hdiel, Ain Ghoraba, Beni bahdel, Azail et Beni Snous utilise pour ces besoins en eau potable des ressources souterraines mobilisées par des forages souvent surexploités. Le raccordement de la station de désalement de Honaine au réservoir 30 000 m³ situé à Lala Setti constitue une opportunité pour le renforcement de l'AEP des agglomérations de la zone sud de la wilaya. Les déficits enregistrés et l'accroissement démographique de la région justifient largement la faisabilité du projet. Le transfert est dimensionné pour répondre aux besoins des agglomérations à l'horizon 2030. Aussi, et tenant compte du relief trop accidenté avec des dénivelées importantes, le choix des canalisations de transfert s'est articulé autour des profils piézométriques enregistrés donnant naissance à des adductions mixtes gravitaires et par refoulement.

Mots clés : zone sud, wilaya de Tlemcen, transferts d'eau, adduction gravitaire, adduction par refoulement.

Abstract

The SOUTH region of Tlemcen is constituted by the agglomerations of Terny Beni Hdiel, Ain Ghoraba, Beni bahdel, Azail and Beni Snous uses for these drinking water needs underground resources mobilized by drilling often overexploited.

The connection of the desalination plant of Honaine to the reservoir 30 000 m³ situated in Lala Setti constitutes an opportunity for the strengthening of the EAF of the agglomerations of the south zone of the province. The region's deficits and demographic growth largely justify the feasibility of the project. The transfer is sized to satisfy the needs of agglomerations to 2030 horizon. Also, and taking into account the relief which are too rugged with differences in elevation, The choice of transfer pipes was based on the recorded piezometric profiles giving births to mixed gravity and refoulement adducts.

Keywords: southern zone, Tlemcen province, water transfers, gravity adduction, adduction by refoulement.

ملخص

المنطقة الجنوبية لتلمسان التي تتألف من التجمعات تيرني بني هديل ، عين غرابة ، بني بهدل، عزيل و بني سنوس تستعمل لتلبية احتياجاتها من مياه الشرب مصادر المياه الجوفية التي تعبئها الحفر التي في كثير من الأحيان يكون استغلالها مفرط.

ربط محطة تحلية هنين إلى الخزان م³ 30000 الذي يقع بمنطقة لالا سيتي يعتبر فرصة لتعزيز المياه الصالحة للشرب لتجمعات المنطقة الجنوبية لتلمسان. العجز المسجل والنمو السكاني في المنطقة يبرر سبب القيام بهذا المشروع الذي هو تلبية احتياجات سكان المنطقة الى غاية عام 2030 . أيضا، مع مراعاة التضاريس الوعرة جدا مع وجود اختلافات كبيرة في الارتفاع، استند اختيار خطوط النقل على الملامح البيزومترية المسجلة.

كلمات البحث: المنطقة الجنوبية، تلمسان، نقل المياه، توريد عبر الجاذبية، ، توريد قسري

Liste des tableaux

Tableau I.1: Facteurs de désordres des canalisations	04
Tableau I.2: Avantages et inconvénients des types de canalisations	11
Tableau I.3: Revêtements associés à un relargage de substances organiques utilisables par les microorganismes (croissance bactérienne observée en exploitation ou en laboratoire)	15
Tableau II.1: Formulation du coefficient de frottement λ	24
Tableau II.2: Coefficients K, m, β pour différents types de tuyaux	27
Tableau II.3: Variation des vitesses en fonction des diamètres.....	32
Tableau II.4: valeurs de K pour les différents types de conduite	46
Tableau III.1: Consistance des réseaux d'AEP des agglomérations de la zone d'étude	64
Tableau III.2: Réseaux d'adduction dans la zone étudiée.....	65
Tableau III.3: Répartition des barrages dans la zone d'étude	65
Tableau III.4 : Production en eau potable dans la zone d'étude	66
Tableau III.5: Inventaire des ouvrages de stockage dans la zone d'étude	67
Tableau IV.1: Population de la zone Sud de Tlemcen	68
Tableau IV.2: Evolution de la population des différentes communes de la zone Sud de Tlemcen	71
Tableau IV.3: Besoins en eau sans pertes en m^3/j	72
Tableau IV.4: Besoins en eau avec pertes en m^3/j	72
Tableau IV.5: Besoins en eau avec pertes comparés aux productions en m^3/j	73
Tableau IV.6: Évolution de la capacité de stockage des centres en m^3	74
Tableau IV.7: Débits supplémentaires à mobiliser des centres en m^3/j	75
Tableau V.1: Caractéristiques des différents tronçons du transfert	88
Tableau V.2 : caractéristiques hydraulique pour les tronçons de transfert	89
Tableau V.3: Calcul des paramètres hydrauliques: tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche ...	90
Tableau V.4: Calcul des pertes de charge totales et des HMT pour différents diamètres: tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche	90

Tableau V.5: Calcul des frais d'amortissement : tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche	90
Tableau V.6: Calcul des frais d'exploitation :tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche (t= 12h)	91
Tableau V.7: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche(t= 12h)	91
Tableau V.8: Calcul des frais d'exploitation - tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche (t= 24h)	92
Tableau V.9: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation : tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche(t= 24h)	92
Tableau V.10: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon Réservoir Meffrouche - SP2	93
Tableau V.11: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon SP2 – Réservoir Terny	94
Tableau V.12: Calcul des pertes de charge totales et des HMT pour différents diamètres : Tronçon SP2 – Réservoir Terny	94
Tableau V.13: Calcul des frais d'amortissement : Tronçon SP2 – Réservoir Terny	95
Tableau V.14: Calcul des frais d'exploitation : Tronçon SP2 – Réservoir Terny (t= 12h) ...	95
Tableau V.15: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation : Tronçon SP2 – Réservoir Terny (t= 12h)	95
Tableau V.16: Calcul des frais d'exploitation - : Tronçon SP2 – Réservoir Terny (t= 24h)	96
Tableau V.17: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation : Tronçon SP2 – Réservoir Terny.....	96
Tableau V.18: Calcul des paramètres hydrauliques :Tronçon - Réservoir Terny –PR1.....	98
Tableau V.19: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon PR1 – Réservoir Ain Ghoraba	98
Tableau V.20: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon PR1 – Réservoir Azail	99
Tableau V.21: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon Réservoir Azail – PR2	100
Tableau V.22: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon PR2 – Réservoir Beni Bahdel	100
Tableau V.23: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon PR2 – SP3	101
Tableau V.24: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon SP3-Réservoir Beni Snous..	102
Tableau V.25: Calcul des pertes de charge totales et des HMT pour différents diamètres : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous	102

Tableau V.26: Calcul des frais d'amortissement : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous	102
Tableau V.27: Calcul des frais d'exploitation : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous (t= 12h)	102
Tableau V.28: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation : tronçon SP3- Réservoir Beni Snous(t= 12h)	103
Tableau V.29: Calcul des frais d'exploitation - tronçon SP3- Réservoir Beni Snous (t= 24h)	103
Tableau V.30: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation : tronçon SP3- Réservoir Beni Snous (t= 24h).....	104
Tableau V.31 : Profil en long de la conduite de refoulement-SP1-Réservoir meffrouche	106
Tableau V.32 : Profil en long de la conduite de refoulement-SP2-Réservoir terny	109
Tableau V.33 : Profil en long de la conduite de refoulement-SP3-Réservoir Beni Snous	112
Tableau V.34: paramètres hydrauliques des tronçons gravitaires.....	115
Tableau V.35: paramètres hydrauliques des tronçons de refoulement.....	115

Liste des figures

Figure I.1: canalisation en acier.....	05
Figure I.2: canalisation en béton.....	06
Figure I.3: canalisation en fonte grise.....	07
Figure I.4: canalisation en fonte ductile.....	08
Figure I.5: canalisation en PRV	09
Figure I.6: canalisation en PVC.....	10
Figure I.7: canalisation PEHD.....	10
Figure II.1: Schéma représentant une adduction gravitaire	23
Figure II.2: Schéma représentant une adduction par refoulement.....	28
Figure II.3: Schéma représente l'amorçage sous pression	34
Figure II.4: Schéma représente l'amorçage par noyade	35
Figure II.5: Schéma simplifié de l'adduction mixte.....	35
Figure II.6: Schéma de montage d'une vidange sur adduction	36
Figure II.7: Schéma simplifiée d'une ventouse	37
Figure II.8: Types de ventouses	38
Figure II.9: Brise charge avec jet débouchant à l'air libre	39
Figure II.10: Brise charge avec contrepoids liquide.....	39
Figure II.11: Détermination de l'emplacement d'une brise charge.....	40
Figure II.12: Passage en crête d'une conduite.....	41
Figure II.13: Ligne piézométrique recommandée.....	41
Figure II.14: Exemple du coup de bélier	42
Figure II.15: Coup de bélier à l'ouverture d'une vanne	43
Figure II.16: Volant d'inertie.....	44
Figure II.17: fonctionnement d'une soupape de décharge	45
Figure II.18: Mode de fonctionnement d'un réservoir d'air	45
Figure II.19: Schéma simplifié de la dépression	49
Figure II.20: Schéma simplifié de la surpression	50
Figure II.21: Schéma d'une vis d'Archimède	52
Figure II.22 : Dimensions et pressions de références pour les calculs de NPSH	54
Figure II. 23: Corrélation Débit-Hauteur	56

Figure II.24: Corrélation Rendement-Débit.....	56
Figure II.25: Corrélation puissance-Débit.....	57
Figure II.26: Corrélation NPSH-Débit	58
Figure II.27: courbe de couplage des pompes en parallèle	59
Figure II.28: courbe de couplage des pompes en parallèle	60
Figure III.1: Limites territoriales de la Wilaya de Tlemcen	62
Figure IV.1: Evolution de la population des agglomérations de la zone sud de la wilaya	69
Figure IV.2: Part de l’approvisionnement en eau par catégories d’utilisateur dans la zone d’étude	70
Figure IV.3: Histogramme d’évolution des besoins et de la production de Terny Beni Hdiel	75
Figure IV.4: Histogramme d’évolution des besoins et de la production de AinGhoraba	76
Figure IV.5: Histogramme d’évolution des besoins et de la production de Beni Snous	76
Figure IV.6: Histogramme d’évolution des besoins et la production de Beni Bahdel	77
Figure IV.7: Histogramme d’évolution des besoins et la production de Azail	77
Figure V.1: Schéma sommaire de transfert vers la zone sud de la wilaya	79
Figure V.2: Schéma sommaire des différentes adductions vers les agglomérations de la zone sud de la wilaya	80
Figure V.3: tracés des différentes adductions du transfert vers les agglomérations de la zone sud de wilaya	81
Figure V.4: Schéma global du tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche	90
Figure V.5: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique : tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche(t=12h)	92
Figure V.6: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique : tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche(t= 24h)	93
Figure V.7: Schéma global du tronçon Réservoir Meffrouche - SP2	94
Figure V.8: Schéma global du tronçon Réservoir SP2 – Réservoir Terny.....	95
Figure V.9: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique- : Tronçon SP2 – Réservoir Terny (t=12h)	97
Figure V.10: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique: Tronçon SP2 – Réservoir Terny(t=24h).....	98
Figure V.11: Schéma global du tronçon Réservoir Terny –PR1	98
Figure V.12: Schéma global du tronçon PR1 – Réservoir Ain Ghoraba	99

Figure V.13: Schéma global du tronçon PR1 – Réservoir Azail.....	100
Figure V.14: Schéma global du tronçon Réservoir Azail – PR2.....	100
Figure V.15: Schéma global du tronçon PR2 – Réservoir Beni Bahdel	101
Figure V.16: Schéma global du tronçon PR2 – SP3	102
Figure V.17: Schéma global du tronçon SP3 – Réservoir Beni Snous	102
Figure V.18: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique : tronçon SP3- Réservoir Beni Snous (t= 12h)	104
Figure V.19: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique : tronçonSP3- Réservoir Beni Snous (t= 24h)	105
Figure V.20: Axe hydraulique de transfert	106
Figure V.21: Superposition du profil en long‘absolu’ sur l’enveloppe des dépressions absolues. (Tronçon refoulement SP1- Réservoir meffrouche)	108
Figure V.22: Détermination de la suppression et de diamètre du by-pass. Abaque de Dubin et Guéneau. (Tronçon refoulement SP1- Réservoir meffrouche)	109
Figure V.23: Superposition du profil en long‘absolu’ sur l’enveloppe des dépressions absolues. (Tronçon refoulement SP2- Réservoir terny)	111
Figure V.24: Détermination de la suppression et de diamètre du by-pass. Abaque de Dubin et Guéneau. (Tronçon refoulement SP2- Réservoir terny)	112
Figure V.25: Superposition du profil en long‘absolu’ sur l’enveloppe des dépressions absolue. (Tronçon refoulement SP3- Réservoir Beni Snous)	114
Figure V.26: Détermination de la suppression et de diamètre du by-pass. Abaque de Dubin et Guéneau. (Tronçon refoulement SP3- Réservoir Beni Snous)	115

Liste des abréviations

BRS : Béton résistant au sulfate

GEIDA : Groupement des Entreprises Industrielles du District d'Amboise

AEP: alimentation en eau potable

NE: nord est

SDEM: station de dessalement des eaux de mer

T.A: Taux d'accroissement

CTH: control technique hydraulique

Q_{moy} : débit moyen

K_p : coefficient de pointe journalier

Q_{max} : Débit maximum

T.S: taux de satisfaction

Q : Débit véhiculé

D : Diamètre de la conduite

L : Longueur de la conduite

V: Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite

ΔH_s : Pertes de charge linéaires

ΔH_L : Pertes de charge linéaires

ΔH_t : Perte de charge totale

λ : Coefficient de perte de charge

P: Pression moyenne

g: Accélération de la pesanteur

z: Cote moyenne de la conduite

ρ : Masse volumique de l'eau

ν : Viscosité cinématique de l'eau

n: nombre d'heures de pompage

k_s : Rugosité de la conduite

H_g : Hauteur géométrique en mètre

Re : Nombre de Reynolds

K : Paramètre lié à la rugosité de la paroi

K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs

α : Coefficient de vieillissement

T : Temps de service

HMT : hauteur manométrique totale de la pompe

E : Energie consommée par la pompe

e : Prix unitaire d'un KWh.

P : Puissance de la pompe

η : rendement de la pompe

P_c : le prix de la conduite

i : Taux d'anuité annuel

n : Nombre d'années d'amortissement

S : Section de la conduite

Q_{exp} : Débit d'exploitation

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre I: Critère de choix du type de canalisation

I. INTRODUCTION.....	03
II. RISQUES DE DEGRADATION DES CANALISATIONS.....	03
III. TYPE DE CANALISATION.....	04
III.1. Acier.....	04
III.2. Béton	05
III.3. Béton précontraint.....	06
III.4. Béton précontraint à âme tôle.....	06
III.5. Fonte grise.....	07
III.6. Fonte ductile.....	07
III.7. Le Polyester Renforcé de fibres de Verre (PRV).....	09
III.8. Polychlorure de vinyle (PVC).....	09
III.9. Polyéthylène (PE).....	10
III.9.1. Polyéthylène haute densité (PEHD).....	10
III.9.2. Polyéthylène basse densité (PEBD).....	11
IV. CHOIX DU TYPE DE CANALISATION.....	12
IV.1. Selon l'agressivité de l'eau.....	13
IV.1.1. Matériaux métalliques.....	13
IV.1.2. Matériaux à base de ciment	14
IV.1.3. Matériaux organiques	14
IV.1.4. Revêtement des canalisations.....	14
IV.2. Selon la pression.....	15
IV.3. Selon l'agressivité du sol.....	16
IV.3.1. La résistivité du sol.....	16
IV.3.2. Le pH du sol.....	17
IV.3.3. Le potentiel redox.....	17
IV.3.4. Sulfates ou présence de bactéries sulfato-réductrices.....	17
IV.3.5. Présence d'humidité dans le sol.....	17
IV.3.6. Protection contre un environnement agressif.....	18
IV.4. Selon la déformabilité du sol	18
IV.4.1. Résistance mécanique.....	18
IV.4.2. Rigidité.....	19
IV.5. Selon le relief.....	19
V. CONCLUSION.....	20

Chapitre II: Aspects conceptuels des transferts d'eau

I. INTRODUCTION.....	21
II. RESERVOIR.....	21
II.1. Avantages.....	21
II.2. Emplacement du réservoir.....	21
II.3. Fonction des réservoirs.....	21
II.3.1. Fonctions techniques des réservoirs.....	21

II.3.2. Fonctions économiques.....	22
III. ADDUCTION GRAVITAIRE.....	22
III.1. Charge hydraulique.....	22
III.2. Perte de charge linéaire.....	23
III.3. Perte de charge singulière.....	24
III.4. Ligne piézométrique et ligne de charge.....	25
III.4.1. Ligne piézométrique.....	25
III.4.2. Ligne de charge.....	25
III.5. Caractéristique d'une conduite en charge.....	25
III.6. Détermination du diamètre avantageux.....	26
IV. ADDUCTION PAR REFFOULEMENT.....	26
IV.1. Détermination du diamètre économique.....	28
IV.2. Calcul des pertes de charge.....	28
IV.2.1. Pertes de charge linéaires.....	29
IV.2.2. Pertes de charges singulières.....	29
IV.2.3. Pertes de charges totales (ΔH_t).....	30
IV.3. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	30
IV.4. Frais d'exploitation.....	31
IV.4.1. Energie consommée par la pompe.....	31
IV.4.2. Puissance absorbée par la pompe.....	31
IV.5. Frais d'amortissement.....	31
IV.6. Vérification de la vitesse d'écoulement.....	32
IV.7. Vérification du régime d'écoulement (nombre de REYNOLDS).....	32
IV.8. Détermination du débit d'exploitation.....	33
IV.9. Amorçage des stations de pompages.....	33
IV.9.1. Amorçage par remplissage.....	34
IV.9.2. Amorçage par pompe à vide.....	34
IV.9.3. Amorçage sous pression.....	34
IV.9.4. Amorçage par noyade.....	34
V. ADDUCTION MIXTE.....	34
VI. OUVRAGES EN LIGNE.....	35
VI.1. Vidange.....	35
VI.2. Ventouse.....	36
VI.3. Brise charge.....	36
VI.3.1. Mode de fonctionnement.....	38
VI.3.2. Emplacement.....	38
VI.3.3. Cas d'un point haut écrêté par la ligne piézométrique.....	40
VI.4. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	40
VI.4.1. Description du phénomène.....	42
VI.4.2. Effet du coup de bélier et prévention.....	42
VI.4.3. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	42
VI.4.4. Calcul de la valeur d'onde de propagation.....	44
VI.4.5. Calcul du réservoir d'air.....	46

VI.5 Station de pompage.....	46
VI.5.1. Conception.....	50
VI.5.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques.....	51
VI.5.3. Eléments de base pour le calcul et le choix des pompes.....	52
VI.5.4. Courbes caractéristiques d'une pompe.....	55
VI.5.5. Point de fonctionnement de la pompe.....	58
VI.6.6. Courbe caractéristique de la conduite.....	58
VI.6.7. Couplage des pompes.....	59
VII. CONCLUSION.....	60

Chapitre III: Présentation de la zone d'étude

I.INTRODUCTION.....	61
II. PRESENTATION DE LA STATION DE DESSALEMENT « HONAIN ».....	61
III. SITUATION GEOGRAPHIQUE	61
IV. RELIEF ET TOPOGRAPHIE.....	62
V. GEOLOGIE.....	63
VI. HYDROGRAPHIE.....	63
VII. CLIMAT.....	64
VIII. RESEAUX D'AEP DES AGGLOMERATIONS A DESSERVIR.....	64
IX. RESEAU D'ADDUCTION.....	64
X. RESSOURCES SUPERFICIELS.....	65
X.1. Barrage Béni Bahdel.....	65
X.2. Barrage de Meffrouche.....	66
XI. CAPACITE DE PRODUCTION AU NIVEAU DE LA ZONE D'ETUDE.....	66
XII. OUVRAGE DE STOCKAGE.....	66
XIII. CONCLUSION.....	67

Chapitre IV: Justification de transfert à l'horizon 2030

I. INTRODUCTION.....	68
II. EVOLUTION DE LA POPULATION.....	68
III. POPULATION ALIMENTEES.....	68
IV. BESIIONS EN EAU.....	69
IV.1. Dotations unitaires, taux de branchement, et rendements antérieurs.....	69
IV.1.1. Dotation domestique.....	69
IV.1.2. Dotation des équipements et industriels.....	69
IV.1.3. Taux de branchement.....	70
IV.1.4. Rendement du réseau.....	70
IV.2. Dotations unitaires, taux de branchement, et rendements futurs	70
IV.2.1. Dotation unitaire domestique, collective et industrielle.....	70
IV.2.2. Taux de branchement futur de la population.....	70
IV.2.3. Besoins en eau futurs.....	71
V. BESOINS EN STOCKAGE ACTUELS ET FUTURS.....	73
VI. BALANCE DEMANDE-BESOIN.....	74
VI.1. Ressource en eau.....	74
VI.2. Besoin en eau.....	74
VI.3. Bilan hydraulique.....	74
VII. CONCLUSION.....	78

Chapitre IV: Conception et étude hydraulique du transfert vers la zone sud de la wilaya de Tlemcen

I. DESCRIPTION SOMMAIRE DU TRANSFERT.....	79
II. METHODOLOGIE DES CALCULS DES TRANSFERTS.....	82
II.1. Diamètres des canalisations.....	82
II.1.1. Adductions par refoulement.....	82
II.1.2. Adductions gravitaires.....	84
II.2. Vitesse d'écoulement dans les conduites.....	85
II.3. Pertes de charges.....	85
II.3.1. Pertes de charges linéaires.....	85
II.3.2. Pertes de charges singulières.....	86
II.4. Protection des canalisations contre le coup de bélier.....	86
II.4.1. Etude de la dépression.....	86
II.4.2. Etude de la surpression.....	88
III. CHOIX DU TYPE DE CANALASITATION.....	88
III.1. critère de choix.....	88
III.2. caractéristiques des matériaux pour les canalisations.....	88
III.2.1. Coefficient de rugosité des canalisations.....	88
III.2.2. Epaisseurs des canalisations.....	88
VI. CARACTERISTIQUES DES TRONCONS D'ADDUCTION DES TRANSFERT.....	89
V. DEBITS, DIAMETRES ET VITESSES DES ADDUCTIONS.....	89
VI. DIMENSIONNEMENT DES ADDUCTION.....	90
VI.1. Tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche.....	90
VI.1.1. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	91
VI.1.2. Frais d'amortissement.....	91
VI.1.3. Frais d'exploitation.....	91
VI.2. Tronçon Réservoir Meffrouche - SP2.....	93
VI.3. Tronçon SP2 – Réservoir Terny.....	94
VI.3.1. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	95
VI.3.2. Frais d'amortissement.....	96
VI.3.3. Frais d'exploitation.....	96
VI.4. Tronçon Réservoir Terny –PR1.....	98
VI.5. Tronçon PR1– Réservoir Ain Ghoraba.....	99
VI.6. Tronçon PR1 – Réservoir Azail.....	99
VI.7. Tronçon Réservoir Azail – PR2.....	100
VI.8. Tronçon PR2 – Réservoir Beni Bahdel.....	101
VI.9. Tronçon PR2 – SP3.....	101
VI.10. Tronçon SP3 – Réservoir Beni Snous.....	102
VI.10.1. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	103
VI.10.2. Frais d'amortissement.....	103
VI.10.3. Frais d'exploitation.....	103
VII. DIMENSIONNEMENT DES PROTECTIONS CONTRE LES EFFETS DU COÛT DE BELIER.....	107
VII.1. Station de pompage SP1.....	107
VII.1.1. Dépression.....	107
VII.1.2. Surpression.....	108
VII.2. Station de pompage SP2.....	109
VII.2.1. Dépression.....	109
VII.2.2. Surpression.....	111

VII.3. Station de pompage SP3	112
VII.3.1. Dépression.....	112
VII.3.2. Surpression	114
VIII.CONCEPTION DU TRANSFERT AVEC LE DEBIT MAX	115
IX.CONCLUSION.....	117
Conclusion générale	118

Introduction générale

Les ressources en eau possèdent souvent un caractère épars géographiquement et temporellement. Les zones démunies en potentialités hydriques locales ont souvent besoin d'un apport d'autres zones, Les eaux souterraines font partie d'une catégorie de ressources difficiles à appréhender. Leur surexploitation pour les divers besoins ne permet nullement leur renouvellement.

Les schémas d'affectation doivent être réfléchis dans le cadre de systèmes globaux et non d'une manière intrinsèque et fragmentée. Ainsi, les transferts d'eau ont souvent constituées des solutions efficaces pour solutionner le déséquilibre de la balance offre – demande. Ils permettent également une souplesse en termes d'affectation et utilisation.

Vu le développement futur de la zone sud de la wilaya de Tlemcen et l'augmentation des besoins en eau à long terme et vu l'accroissement de la population des localités actuellement alimentées par des forages. La recherche d'autres sources d'approvisionnement en eau est une nécessité capitale. Cette réflexion a constitué le noyau de notre travail par l'étude d'un transfert d'eau vers les différentes agglomérations de la zone sud de la wilaya à partir de réservoir 30 000 m³ a Lala Setti alimenté à son tour par les eaux dessalée de la station de Honaine.

L'élaboration de l'étude des transferts vers les différentes agglomérations ne pouvait se faire sans une revue bibliographique liée à l'ensemble des paramètres, critères de choix des types de canalisation et installations des transferts d'eau. Cette partie était d'un grand intérêt pour la compréhension et la maîtrise des aspects de dimensionnement et de conception des transferts d'eau.

La deuxième partie du travail a été consacrée à la présentation et l'étude des caractéristiques des régions à desservir, notamment l'aspect évolution démographique, élément principal définissant, les besoins futurs en eau.

La dernière partie du travail, constituant le noyau du mémoire s'est intéressée à la conception et au dimensionnement des infrastructures de transfert. Tenant compte du relief trop accidenté de la zone occasionnant de fortes dénivelées, les différents tronçons du transfert sont mixtes (gravitaires et par refoulement) utilisant aussi bien des stations de pompages que des points de ramifications.

Pour réaliser tout ce travail, fort intéressant pour la clôture de notre formation, le mémoire a été structuré en quatre chapitres à savoir :

- Critères de choix du type de canalisation,
- Aspects conceptuels des transferts d'eau,
- Présentation de la zone d'étude,
- Justification de transfert à l'horizon 2030,
- Conception et étude hydraulique du transfert vers la zone sud de la wilaya de Tlemcen.

I. INTRODUCTION

Avec les progrès réalisés dans le domaine des matériaux, le choix qui s'offre au maître d'œuvre en matière de canalisations est vaste (fonte, acier, PRV, PVC, PE, grés ou thermoplastiques de toutes sortes) et différent sensiblement les uns des autres dans leur nature, leur mode de fabrication, leurs caractéristiques physiques, leur mode de pose et leur prix.

Ce choix doit être fait chantier par chantier, en prenant en compte la nature des effluents et les différentes contraintes du chantier présence de nappes phréatiques, profondeur, pente, nature du terrain, sollicitations extérieurs, etc.(l'eau, l'industrie, les nuisances, 2014)

II. RISQUES DE DEGRADATION DES CANALISATIONS

Le réseau d'adduction d'eau potable est le siège potentiel de dégradations diverses, responsables de mauvais fonctionnements et de dommages plus ou moins sérieux. Bien que ces risques de dégradation soient multiples, il est cependant nécessaire d'apporter une attention particulière :

- aux principaux facteurs de désordres,
- aux matériaux en contact avec l'eau et à leurs principales caractéristiques.

D'origine mécanique, chimique ou biologique, les facteurs de désordre interne ou externe participent à la dégradation des canalisations. (Direction nationale de l'eau potable de la république de Haiti, 2013)

Le tableau I.1 illustre l'ensemble des types de dégradation des canalisations.

Tableau I.1 :Facteurs de désordres des canalisations (Direction nationale de l’eau potable de la république de Haiti, 2013)

Désordres liés à l’eau véhiculée
<ul style="list-style-type: none"> • d’ordre qualitatif : <ul style="list-style-type: none"> - eau agressive (phénomène de corrosion interne). - eau incrustante (entartrage). - eau turbide. - eau à forte teneur en fer ou en manganèse. • d’ordre hydraulique:-variation du coup de bélier.
Désordres liés à la canalisation
<ul style="list-style-type: none"> • mauvais choix initial du matériau ou du diamètre (surdimensionnement ou sous dimensionnement), • mauvaise qualité du matériau : défaut du revêtement ou défaut de structure (fissuration, ovalisation, graphitisation...), • joints des tuyaux défectueux ou inadaptés, • défaut de pose.
Désordres liés au milieu environnant
<ul style="list-style-type: none"> • caractéristiques mécaniques médiocres des terrains (charges transmises aux canalisations), agressivité, • présence des nappes phréatiques, • pose ou remplacement d’autres réseaux et travaux de voirie (mouvements et déstabilisation des sols), • courants « vagabonds » générés par des installations électriques, • variations de température (chocs thermiques fatiguant les conduites, la charge supportée par la canalisation, augmente lorsque le sol est gelé), • agressivité naturelle des terrains ou des remblais (phénomènes de corrosion externe), • présence dans le terrain des produits corrosifs chimiques.

III. TYPE DE CANALISATION

Les matériaux utilisés pour la fabrication des canalisations sont variés et diffèrent sensiblement les uns des autres dans leur nature, leur mode de fabrication leurs caractéristiques physiques, leur mode de pose et leur prix. On résume dans ce qui suit les types de canalisations utilisées dans le transfert d’eau potable (Direction nationale de l’eau potable de la république de Haiti, 2013).

III.1. Acier

Destinés aux réseaux d’adduction d’eau potable, aux canalisations de transfert d’eau brute et d’eaux usées.



Figure I.1 : canalisation en acier (S2).

L'acier est le matériau permettant de répondre économiquement aux contraintes techniques les plus fortes. Les performances du tube en acier, sa résistance aux pressions et aux sollicitations mécaniques varient selon l'épaisseur et la nuance d'acier utilisé. Le revêtement intérieur en mortier de ciment appliqué par centrifugation offre d'excellentes qualités de résistance à la corrosion chimique et d'hydraulicité. Le revêtement extérieur réalisé par application d'un polyéthylène ou polypropylène tri-couche, reprend en bonnes conditions les charges intérieures et extérieures illimitées. (S1, S2).

Son revêtement supporte moins bien la corrosion, ce qui les destine exclusivement aux eaux non agressives. Les longueurs peuvent aller jusqu'à 21 mètres. La durée de service garantie de ces tuyaux se limite à 70 ans. (L'eau, l'industrie, les nuisances, 2014)

Les tubes sont fournis en longueurs de 6 à 16 m. Les diamètres disponibles sont de 0,150 m à 2,00 m avec des épaisseurs de 3 à 9 mm. La pression de service varie de 40 à 60 bars. Les tuyaux en acier reçoivent également un revêtement intérieur en mortier de ciment centrifugé, conforme pour l'eau potable.

- une couche de résine époxy,
- un adhésif polymère appliqué,
- une troisième couche en polyéthylène (Rouisset.B, 2015).

III.2. Béton

Concerne des canalisations de grand diamètre, généralement supérieur à 300 mm, utilisé pour des diamètres de 400 à 4000 mm, il a une bonne résistance mécanique, bonne résistance à la corrosion extérieure et intérieure, durabilité de 100 ans. (L'eau, l'industrie, les nuisances, 2014) Jusqu'au diamètre 1 250 mm, la longueur des tuyaux est le plus souvent de 6 m. Elle est de 5 m jusqu'au diamètre 1 800 mm et diminue en fonction du diamètre jusqu'à 2 m pour le diamètre 4 000 mm (Rouisset.B, 2015).



Figure I.2 : canalisation en béton (Bonvin.J, 2005).

III.3. Béton précontraint

Les tuyaux en béton précontraint sont plus utilisés pour les réseaux d'eau potable. On en rencontre encore en service dans le cas de pressions assez faibles (Bonvin.J, 2005). Leur emboîtement mâle et femelle avec joint d'étanchéité est conçu pour des pressions de 02 à 20 bars. (Rouisset.B, 2015)

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier de haute résistance. Résistant mieux en compression qu'en traction, le béton précontraint est plus cher que les autres matériaux. De plus le béton précontraint est plus rigide que le béton armé (S3)

III.4. Béton précontraint à âme tôle

Ces tuyaux sont utilisés pour l'adduction d'eau potable. Les diamètres varient de 200 mm à 4000 mm, les longueurs varient de 2,34 m à 6,15 m.

La canalisation comprend:

- Une âme en tôle munie de bagues d'about soudées à ses extrémités,
- Un revêtement intérieur (centrifugé ou moulé) et un revêtement extérieur (moulé) protégeant l'âme en tôle et formant le primaire,
- Une armature à haute résistance à la traction obtenue par enroulement hélicoïdal d'un fil d'acier, sous tension contrôlée, autour du primaire, assurant une précontrainte circonférentielle. Le pas et le diamètre du fil sont adaptés aux conditions d'utilisation,
- Un revêtement en béton vibré de forte compacité. (S3)

III.5. Fonte grise

L'ajout d'une certaine quantité de magnésium à la fonte grise provoque la cristallisation du carbone sous forme de sphères également appelés nodules. Dans la fonte grise, le carbone se présente sous forme de lamelles qui rendent ce matériau cassant. (Saint-Gobain, 2006)



Figure I.3 : canalisation en fonte grise (Saint-Gobain, 2006)

Sont les plus répandus dans le monde pour véhiculer l'eau de distribution publique, leur longévité peut dépasser 100 ans, Leur inconvénient principal réside dans leur fragilité vis-à-vis des mouvements de terrain, des coups de bélier et des surcharges occasionnées par les transports routiers dans les voies où elles sont posées. (Godart.H, 2008)

La longueur utile des tuyaux est de 6 m. Les diamètres varient de 0,060 m jusqu'à 1,250 m. La pression de service varie de 40 à 60 bars. Ces tuyaux ont une rugosité (ks) de l'ordre 0,1 mm. (Rouisset.B, 2015)

La fonte grise possède les caractéristiques suivantes:

- résistance à la compression,
- aptitude au moulage,
- résistance à l'abrasion,
- usinabilité,
- résistance à la fatigue. (Saint-Gobain, 2006)

III.6. Fonte ductile

Constitue le matériau moderne actuel, elle élimine totalement les défauts de la fonte grise. Le matériau n'est plus fragile, mais « ductile » et résistant. La cristallisation du graphite sous forme de sphères est due à l'introduction de magnésium dans une fonte de base de haute qualité. (Godart.H, 2008)



Figure I.4 : canalisation en fonte ductile. (Godart.H, 2008)

La fonte ductile a une structure différente de celle de la fonte grise et présente les caractéristiques complémentaires suivantes :

- haute limite élastique,
- résistance à la traction,
- résistance aux chocs,
- allongement important.

La fonte ductile présente les propriétés mécaniques suivantes:

- une élasticité de $Re \geq 270$ Mpa,
- une résistance à la traction de $Rm \geq 420$ Mpa,
- une excellente résistance aux chocs,
- une capacité importante d'allongement supérieure à 10 %.

Ces propriétés extraordinaires permettent une durée de vie pouvant dépasser largement les 50 voire 100 ans à condition que les instructions de mise en œuvre soient respectées. (Saint-Gobain, 2006).

On définit les différents types de pression :

- PFA, **pression de fonctionnement admissible** est la pression interne en régime permanent. Cette pression varie en fonction du diamètre de la conduite et des pièces de raccordement utilisées, de 16 à 64 bars,
- PMA, **pression maximale admissible** est la pression supportable de façon sûre en service, y compris le coup de bélier.
PMA=1.2PFA.
- PEA, **pression d'épreuve admissible** est la pression hydrostatique maximale supportable par un composant nouvellement mis en œuvre pendant un temps relativement court :
PEA = PMA + 5 bars en général
PEA = 1,5PFA si PFA = 64 bars (Godart.H, 2008).

III.7. Le Polyester Renforcé de fibres de Verre (PRV)

Ces tuyaux sont utilisés en eau potable, sont adoptés au changement de direction, faible poids, est un matériau réputé excellent dont la durabilité est estimée à plus de 100 ans. Il possède une grande résistance à la corrosion intérieure et extérieure, et une résistance mécanique allée à une certaine flexibilité. (L'eau, l'industrie, les nuisances, 2014)

Les principales matières premières utilisées pour la fabrication des canalisations en PRV sont la résine polyester, la fibre de verre renforcée, et le sable de silice.

Les diamètres vont de 300 mm à 3000 mm, module d'élasticité instantané 10MPa, longueur de 3.6m jusqu'à 12m. Il est possible de produire des longueurs allant de 0,3 mètre jusqu'à 15 mètres ou selon les exigences du client, pour une pression nominale (PN) de 1 bar à 32 bars et pour une classe de rigidité de 2500 N/m², 5000 N/m² et 10000 N/m². (Rouisset.B, 2015).



Figure I.5 : canalisation en PRV. (Godart.H, 2008).

III.8. Polychlorure de vinyle (PVC)

Ces tuyaux présentent une bonne résistance aux produits chimiques corrosifs, une plage d'utilisation allant de -20 °C à 90 °C, et une longévité supérieure à 100 ans. (L'eau, l'industrie, les nuisances, 2014)



Figure I.6 : canalisation en PVC. (Godart.H, 2008).

Les diamètres prévus vont de 20 à 800 mm, on utilise surtout le PVC entre 50 et 400 mm. Il existe plusieurs séries de pressions nominales: 6, 10, 16, et 25 bars. Les réseaux d'eau font le plus souvent appel aux séries 10 et 16 bars.

Le PVC résiste bien à la corrosion, leur longueur usuelle est de 6m. (Godart.H, 2008).

III.9. Polyéthylène (PE)

Il existe deux qualités des canalisations en polyéthylène :

III.9.1. Polyéthylène haute densité (PEHD)

Matériaux non cassant, plus ou moins souple, ont une bonne flexibilité, résistant aux chocs, et fortement inerte chimiquement. Les PE existent couramment dans les diamètres allant du 20mm au 800 mm. (Godart.H, 2008).



Figure I.7 : canalisation PEHD (Godart.H, 2008).

Les tubes en polyéthylène haute densité (PE80 ou PE100) sont livrés soit en barres de 5,8m, 6.0m, 11,8m ou 12m soit en couronnes de 50, 100, 200 mètres ou autres longueurs sur

demande, leur durée de vie garantie est de 50ans. (Charte Qualité Des Réseaux D'Eau Potable Et D'Assainissement, 2015)

Le tube polyéthylène peut être posé à une température ambiante pouvant aller jusqu'à 50°C.

Il existe deux (02) grands types d'assemblage :

- les assemblages par soudure qui se subdivisent en assemblage par Electro soudage et assemblage par soudage bout à bout
- les assemblages mécaniques.(Rouisset.B, 2015)

III.9.2. Polyéthylène basse densité (PEBD)

Ces tuyaux sont légers, ont une bonne flexibilité, sont résistant à la corrosion et aux conditions climatiques. Faible pertes de charge et bonne résistance aux coups de bélier ; Leurs durée de vie est supérieur à 50 ans.(Charte Qualité Des Réseaux D'Eau Potable Et D'Assainissement, 2015)

Tableau I.2 : Avantages et inconvénients des types de canalisations. (Ajuste.C, Berland.J.M., Celerier.J.L., 2004, direction des affaires sanitaires et sociales de la nouvelle calidonie, 2014)

Matériau	Avantages	Inconvénients
Acier	<ul style="list-style-type: none"> • Réduction importante du nombre de joints. • Etanchéité. • Continuité de la résistance mécanique. • bonne élasticité. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure. • Risque d'ovalisation. • prix élevé. • le poids élevé.
Béton	<ul style="list-style-type: none"> • Pose continue sans joint • Bonne résistance contre les corrosions intérieure et extérieure. • Bonne résistance mécanique. 	<ul style="list-style-type: none"> • Peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau. • Poids élevé.

<p>Fonte ductile</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Bonne résistance mécanique (réduction du risque de fissures). • bonne élasticité. • matériaux flexible. • les conduites sont protégées à l'intérieur avec une couche de mortier traité de point de vue thermique et à l'extérieur avec protection en Zinc. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nombre de joints important. • poids élevé. • nécessite une protection cathodique passive. • sensibilité à la corrosion. • prix élevé. • cout de manutention (poids).
<p>Fontegrise</p>	<ul style="list-style-type: none"> • résistance à la corrosion. • durabilité élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> • sensibilité au choc et surpression (risque de cassures). • sensibilité à la corrosion car posé sans protection cathodique. • matériaux non résistant aux dynamiques et sismiques.
<p>Polyester renforcé de fibre de verre (PRV)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Réduction des coups de bélier. • Résistance aux corrosions intérieure et extérieure (résistance chimique). • Résistance mécanique. • Facilité de pose. • Etanchéité à long terme (grâce au système d'emboîtement par manchon). • poids réduit (1/4 par rapport aux conduites en fonte). 	<ul style="list-style-type: none"> • le comportement de longue date n'est pas connu (50ans), autant de point de vue de l'influence sur la qualité de l'eau transportée que sur le comportement structurel.
<p>Polyéthylène PE</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Souple et flexible. • Résistance à la corrosion. • résistance à la casse. • résiste aux UV. • légèreté facilitant la pose. • prix compétitif. • conditions favorables d'écoulement. 	<ul style="list-style-type: none"> • Risque d'ovalisation pour les plus gros diamètres. • Savoir-faire spécifique pour les raccords. • Peut libérer des substances dans l'eau. • perméable aux hydrocarbures.
<p>Polychlorure de vinyl (PVC)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Bonne résistance à la corrosion. • Flexibilité (résistance aux mouvements de terrain). • Facilité de pose. 	<ul style="list-style-type: none"> • Dégradation à la lumière et au gel • Perméable à certains composés gazeux, solvants et hydrocarbures.

	<ul style="list-style-type: none"> • raccords facile. • Poids léger. • Rugosité favorable • Prix compétitif. 	<ul style="list-style-type: none"> • Peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau. • matériaux sensible à la variation de température. • remblai à exécuter avec le plus grand soin.
--	--	--

IV. CHOIX DU TYPE DE CANALISATION

Il existe différents types de conduites dans le domaine d'alimentation en eau potable. Leur choix dépend de plusieurs facteurs dont les principaux peuvent être énumérés comme suit :

- Nature des eaux à transporter (corrosion, encrassement),
- Volume des effluents,
- Qualité des matériaux utilisés et modes de fabrication,
- Emplacement (sous chaussée ou sous trottoir),
- Résistance aux charges statistiques et dynamiques ainsi qu'à la pression interne,
- Résistance aux produits chimiques,
- Homogénéité dimensionnelle,
- Pente du terrain (vitesse et érosion),
- Nature du sous-sol (instabilité, corrosion, entrée d'eaux).
- Aspects économiques. (Sanbi.Z, 2015)

IV.1. Selon l'agressivité de l'eau

Les interactions entre l'eau et les matériaux constitutifs des systèmes de distribution d'eau potable sont à l'origine de la dégradation de la qualité de l'eau. (Gauthier, 2002)

Il existe trois grandes familles de matériaux. Il s'agit :

- des matériaux métalliques,
- des matériaux à base de ciment,
- des matériaux organiques.

IV.1.1. Matériaux métalliques

Les conduites en métal ferreux nues (fontes, plomb, cuivre, acier galvanisé) présentent des interactions complexes. Les réactions de corrosion conduisent toutes à l'émission d'ions métalliques dans l'eau et entraînent :

- la formation d'hydroxycarbonates ou d'hydroxyphosphates peu solubles pour les matériaux comme le plomb, le cuivre et le zinc,
- la précipitation des ions ferriques pouvant provoquer le percement des parois des conduites en métal ferreux,

- la formation d'incrustations (diminution du diamètre).

IV.1.2. Matériaux à base de ciment

Du fait de la grande porosité de ces matériaux, l'eau retenue dans les pores dissout les bases et la chaux, contenues dans le matériau (avec en plus, le cas échéant, la migration de substances provenant d'additifs technologiques). Ainsi, au passage de l'eau, ces bases se dissolvent dans le courant d'eau dont elles augmentent le pH de quelques dixièmes d'unités. Ce phénomène est surtout observé dans les mois qui suivent la mise en service du réseau. De plus, au contact d'eaux très agressives, les matériaux à base de ciment se dégradent et le sable de surface se détache des parois. Ce sable est ensuite entraîné dans l'eau distribuée.

IV.1.3. Matériaux organiques

Ce sont les conduites en matériaux plastiques et revêtements organiques. Les interactions entre ces matériaux et l'eau se limitent le plus généralement à la migration de substances présentes dans le matériau (relargage de métaux lourds, d'hydrocarbures, de solvants, ...) ou provenant de l'environnement et ayant pu le traverser (perméation). Les caractéristiques de l'eau n'ont pas ou très peu d'incidence sur les mécanismes d'interaction. (Ajuste.C, Berland.J.M, Celerier.J.L, 2004).

IV.1.4. Revêtement des canalisations

Les revêtements bitumineux employés autrefois sont maintenant reconnus être à l'origine de saveurs (chlorophénols, organo-soufrés) et relargage de produits organiques aromatiques, suspectés d'être cancérogènes (phénols, en particulier). Des problèmes associés avec quelques revêtements sont détaillés dans le Tableau I.3.

Les revêtements inhibiteurs de corrosion par exemple contiennent souvent des solvants et favorisent une croissance bactérienne initialement importante. Mais cette croissance décroît avec le temps, parce que le relargage des solvants décroît lui-même avec le temps. La température est également un paramètre affectant le relargage. Ces constats ont conduit à un traitement des tuyaux à température élevée (50-80° C) après l'application des revêtements. De cette façon, le relargage de solvants est réduit et n'est plus suffisant pour favoriser une prolifération bactérienne notable. Toutefois, les effets toxicologiques des solvants peuvent toujours être présents.

Les accélérateurs (présents dans certaines résines époxy), les plastifiants (ajouté aux revêtements en PVC) et les pigments (qui peuvent inclure des substances inorganiques ou organiques, par exemple, sulfide de cadmium, oxyde de fer, dioxyde de titane) ont aussi été identifiés comme causes de problèmes éventuels. (Celerier.J. et Faby.J)

Tableau I.3 : Revêtements associés à un relargage de substances organiques utilisables par les microorganismes (croissance bactérienne observée en exploitation ou en laboratoire) (D.Schoenen, H.F.Schoeller, B.D.Heminings, 1985, et K.H.Roggenkamp, 1982)

Type de revêtement	Origine et conséquence du problème
Bitume	Certains types de bitume relarguent du solvant progressivement, résultant en une croissance microbienne.
Caoutchouc chloré	Relargage du solvant, produisant des saveurs et odeurs désagréables.
Résine epoxy	Présence de solvants et/ou accélérateurs comme additifs. Croissance bactérienne et coloration observées dans les réservoirs.
Polyester	Décomposition chimique possible
Polyvinylchloride (PVC) (films, coating)	Présence de solvants et plastifiants en certains revêtements en PVC pour assurer une flexibilité.
Mortier de ciment	Des additifs peuvent être présents pour l'amélioration des performances du ciment (ex. accélérateurs, additifs anti-corrosions).

IV.2. Selon la pression

La résistance des canalisations à la pression intérieure dépend de la résistance de chaque élément (canalisations, raccord, coudes, vannes, Té, autres pièces spéciales,...) ainsi que du diamètre, du système d'assemblage (emboîtement ou bride), de la performance des joints qui l'équipent et du système d'ancrage (butée, non verrouillé ou verrouillé). (Direction de l'eau et l'assainissement de France, 2014).

On distingue différents types de pressions décrits ci-dessous :

- **Pression maximale admissible (PMA)** : pression maximale, y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de façon intermittente en service.
- **Pression de fonctionnement admissible (PFA)** : pression hydrostatique maximale à laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service.
- **Pression d'épreuve admissible sur chantier (PEA)** : pression hydrostatique maximale à laquelle un composant nouvellement mis en œuvre est capable de résister pendant un laps de temps relativement court afin d'assurer l'intégrité et l'étanchéité de la conduite.
- **Pression de calcul en régime permanent (DP)** : pression maximale de fonctionnement la canalisation ou de la zone de pression, fixée par le concepteur en tenant compte des développements futurs mais non compris le coup de bélier.

- **Pression maximale de calcul (MDP)** : pression maximale de fonctionnement de la canalisation ou de la zone de pression, fixée par le concepteur, y compris le coup de bélier, compte tenu de développements futurs où :
 - MDP s'écrit MDPa lorsque la part coup de bélier est fixée forfaitairement,
 - MDP s'écrit MDPc lorsque le coup de bélier est calculé.
- **Pression de fonctionnement (OP)** : pression interne qui s'exerce à un instant donné en un point déterminé de la canalisation.
- **Zones de pression** : étages de pression dans le cadre d'un réseau d'alimentation en eau.
- **Pression de service (SP)** : pression interne fournie au point de raccordement à l'installation du consommateur, à débit nul dans la conduite de branchement.
- **Coup de bélier** : fluctuations rapides de la pression dues aux variations de débit pendant de courts laps de temps. (Charte Qualité Des Réseaux D'Eau Potable Et D'Assainissement, 2015)

IV.3.Selon l'agressivité du sol

Les caractéristiques du sol ont une influence non négligeable sur la détérioration des canalisations. Les composantes biologiques et chimiques ainsi que l'aération du sol définissent son taux d'agressivité. Le sol contient, parmi une multitude d'éléments chimiques et de composés, une quantité élevée de sels. Ceux-ci peuvent avoir un effet défavorable en augmentant le taux de corrosion des conduites en fonte grise par la création de cellules galvaniques. Quelques recherches ont montré que la texture du sol joue aussi un rôle dans la formation de piles de corrosion sur les conduites. La texture du sol est déterminée par les proportions de sable, de silt et d'argile qui le constituent. À part la texture du sol, les facteurs qui sont le plus souvent pris en compte pour déterminer le taux d'agressivité du sol sont cités ci-dessous

- la résistivité du sol,
- la concentration en ions d'hydrogène (pH),
- le potentiel d'oxydoréduction (Rédox),
- la présence de sulfates (qualitatifs),
- le taux d'humidité (relatif),
- la description du sol (homogénéité, taille des particules, couleur, texture, etc.),
- dans certains cas, la présence de courants vagabonds (équipement industriel, transport utilisant des trames électriques, etc).

IV.3.1.La résistivité du sol

La résistivité est la propriété d'un matériel conducteur de résister aux courants électriques. C'est un indicateur de la capacité d'un environnement (ex. : sol) à véhiculer des courants corrosifs. Les résistivités des sols peuvent s'étendre entre moins de 1 000 ohm·cm dans des sols très humides à plus de 100 000 ohm·cm dans des sols secs comme le sable et le gravier.

Plus la résistivité du sol est faible, plus le sol est jugé agressif (corrosif). Ceci est dû au fait qu'une résistivité faible permet un déplacement facile des charges, donc un flux de courant plus élevé entre les sites de potentiels différents.

IV.3.2. Le pH du sol

La plupart des sols possèdent un pH de 4 à 8 et, dans cet intervalle, ils sont considérés comme moins corrosifs. Quand le pH est inférieur à 4 ou supérieur à 8.5, le sol devient plus corrosif. Cependant, un pH neutre est favorable à la présence de bactéries réductrices de sulfates (BRS), qui contribuent à la formation de la corrosion microbiologique.

IV.3.3. Le potentiel redox

Le potentiel redox est lié au degré d'aération du sol. Des niveaux très faibles ou négatifs de potentiel redox indiquent que le sol est anaérobique et, par conséquent, qu'il peut favoriser la présence de bactéries réductrices de sulfates.

IV.3.4. Sulfates ou présence de bactéries sulfato-réductrices

Dans certains cas, la corrosion est provoquée par l'attaque de certaines bactéries dites anaérobies qui, pour vivre, digèrent certains éléments pour en rejeter d'autres. Ces bactéries vivent dans des sols humides avec peu ou pas d'oxygène et qui contiennent des ions de sulfates, des composants organiques et des minéraux. Elles peuvent ainsi détruire certains revêtements protecteurs des conduites. Un exemple de ces bactéries est *lagallionella ferruginea*, bactérie anaérobique et photosynthétique qui provoque la formation de tubercules d'hydroxyde dans les conduites d'eau potable, entraînant des piqûres locales de corrosion. Les conditions qui favorisent la croissance de ces bactéries sont un PH neutre ou légèrement acide, un pourcentage élevé de CO₂ et des températures de 2 °C à 60 °C. Les BRS emploient les sulfates comme accepteurs d'électrons pour la dégradation des composés organiques.

IV.3.5. Présence d'humidité dans le sol

La corrosivité du sol dépend fortement de la quantité d'eau qu'il maintient. Les changements du taux d'humidité dans le temps peuvent également influencer la corrosion. Par exemple, un sol composé majoritairement de sable dans un secteur aride peut ne pas être très corrosif. Cependant, un sol qui contient des chlorures et qui est soumis à une humidité peu fréquente (provenant de la pluie) peut être fortement agressif. Pendant la période de séchage, les chlorures peuvent devenir concentrés sur la surface, rendant les conditions locales bien plus agressives. Si un point de corrosion s'initie dans la conduite, ce processus humidité/sécheresse peut induire une corrosion très intense, augmentant ainsi d'une manière considérable sa profondeur (Duchense.S, Bouzida.N, Chahid.N. et Villeneuve.J.P, 2012).

IV.3.6. Protection contre un environnement agressif

Les mesures de protection peuvent comprendre :

- des revêtements pour certains composants métalliques, lesquels sont conçus de façon adéquate pour divers niveaux de corrosivité du sol,
- des tuyaux de protection ou une protection métallique pour certains composants en matière plastique dans les sols contaminés,
- des revêtements ou des compositions adéquates du béton pour certains composants en béton dans des sols agressifs,
- divers types de dispositions à la mise en œuvre,
- La protection cathodique.

La contamination du sol par des substances organiques telles que les hydrocarbures et les hydrocarbures chlorés peuvent avoir des effets contraires sur :

- la qualité de l'eau (par perméation des substances organiques à travers la paroi des tuyaux),
- les propriétés de certains composants en matière plastique,
- la perméabilité et la durabilité de certaines garnitures d'étanchéité en caoutchouc,
- la résistance contre la corrosion de certains composants métalliques.

Lorsqu'une étude de sol indique une telle contamination du sol, il y a lieu pour le concepteur de prendre en considération des mesures telles que celles décrites ci-dessous :

- dans les zones affectées, prendre des matériaux moins vulnérables,
- poser les tuyaux sujets à la perméation dans des fourreaux protecteurs,
- utiliser un caoutchouc approprié pour les joints,
- utiliser une protection anti-corrosion pour les matériaux métalliques,
- remplacer le sol,
- changer le tracé de la conduite.

IV.4. Selon la déformabilité du sol

IV.4.1. Résistance mécanique

La détermination des caractéristiques mécaniques d'un tuyau est fonction des charges qu'il doit supporter. Le comportement des canalisations sous l'effet des charges liées aux remblais ainsi qu'aux charges roulantes est différent selon le type de matériau de la canalisation.

Les canalisations rigides (béton,..) cassent en cas de contrainte excessive, d'où l'adoption des critères de charge à la rupture pour éviter la fissuration.

Les canalisations souples Thermoplastique et flexibles en PRV s'ovalisent en cas de sollicitations trop importantes vis-à-vis de l'ouvrage d'où l'adoption des critères de déformation admissible, faisant intervenir d'autres paramètres tels que le vieillissement, la fatigue, la nature des sols de remblai et leur niveau de compactage.

La capacité portante diffère d'un type de tuyau à l'autre :

- **Pour un tuyau rigide (Béton)**, la capacité portante est limitée par la rupture ou un dépassement de contrainte, sans déformation significative de sa section
- **Pour un tuyau semi-rigide (Fonte, Acier)**, la capacité portante est limitée soit par la déformation/le dépassement de contraintes (comportement flexible), soit par la rupture (comportement rigide) selon sa rigidité annulaire
- **Pour un Tuyau flexible (PVC, PRV, PEHD)**, la capacité portante est limitée par une déformation diamétrale sous charge à une valeur maximale de calcul, sans rupture ou dépassement de contrainte

IV.4.2. Rigidité

La rigidité annulaire spécifique (ras) traduit la capacité d'une canalisation à résister à une déformation annulaire. Pour prendre en compte le "vieillessement" de certains matériaux (tous les matériaux à l'exception de la fonte) on distingue :

r_{asi} = rigidité annulaire instantanée

r_{asv} = rigidité annulaire différée (vieillie).

Ces critères permettent d'apprécier le comportement à court et long terme. Dans le cas de tuyaux à comportement flexible les valeurs "rasi" correspondent à la classe de rigidité. rasi = CR (en kN/m²) et sont indiquées dans les normes produits ou les avis techniques.

RAS (Rigidité Annulaire Spécifique) = CR (Classe de Rigidité) = SN (Stiffness Nominal, Nenn-Steifigkeit)

Ras doit-être exprimée en kN/m² mais certains fabricants utilisent les N/m². (Charte Qualité Des Réseaux D'Eau Potable Et D'Assainissement, 2015).

IV.5. Selon le relief

Elle peut être gravitaire, lorsque la cote de captage de l'eau est largement supérieure à celle du stockage (au niveau du village). Par suite, l'eau coule dans des conduites sous pression et non à surface libre. (Moad.M, 2015).

Le choix du type de matériau convenable permet d'obtenir des conduites présentant une excellence résistance mécanique et peu sensible aux mouvements de terrains.

Comme elle peut être une adduction par refoulement (c'est à dire non gravitaire), et dans ce dernier cas, il faudra installer une station de pompage. (Boldo.P, Nikoud.G, Beeltaramo .R, et Doglio.S, 2008).

V. CONCLUSION

Ce chapitre a traité un volet capital pour les transferts d'eau. Ce volet concerne les critères de choix liés aux types de canalisations à projetées. L'analyse doit être multicritères et fait intervenir plusieurs paramètres à savoir: agressivité des sols, agressivités des eaux véhiculées, relief, pressions de services et critères économiques relatifs à l'investissement initial et aux frais de maintenance. Une revue bibliographique de l'ensemble des types de canalisations destinées aux transferts d'eau a été largement détaillée avec des orientations en terme de paramètres décisionnels pour le choix du type de canalisations à adopter pour la conception des transferts d'eau. Il reste clair que l'analyse multicritère ne doit en aucun cas être généralisée pour l'ensemble des transferts et que l'ampleur et caractère stratégique du transfert sont les paramètres les plus décisifs.

I. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à une contribution bibliographique sur les transferts d'eau et leur utilité dans le cadre de la liaison des zones à ressources disponibles et celles nécessitant un renforcement pour un équilibre hydrique. Il décrit l'ensemble des installations et systèmes constituant les transferts d'eau, soit en mode gravitaire ou forcé ainsi que le rôle de chacun de ces éléments. Il permet également de dresser une synthèse sur les aspects et critères liés à la conception et aux calculs du transfert objet du présent mémoire.

II. RESERVOIR

II.1. Avantages

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres),
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...),
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas,
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant,
- Simplification de l'exploitation,
- Régularité des pressions dans le réseau,
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

II.2. Emplacement du réservoir

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres. Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.(Bonvin.J, 2005).

II.3. Fonction des réservoirs

II.3.1. Fonctions techniques des réservoirs:

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

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

Ils doivent être :

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

II.3.2. Fonctions économiques

Les Réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête donc il y à réduction des dépenses d'énergie. (Dupont.A, 1979).

II.4. Équipement des réservoirs

Les réservoirs sont équipés souvent des éléments suivants :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation,
- Une conduite de départ ou de distribution,
- Une conduite de vidange,
- Une conduite de trop –plein,
- Système de matérialisation de la consigne d'incendie,
- Conduit by -pass.

Ces conduites sont installées généralement dans une chambre de manœuvre. (Salah.B, 1993).

III. ADDUCTION GRAVITAIRE

C'est un écoulement à surface libre ou en charge lorsque la cote source est supérieure à la cote du réservoir. Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge. Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquée (conditionné par la pente, pesanteur) dans le cas d'une canalisation gravitaire. (Valiron.F, 1989)

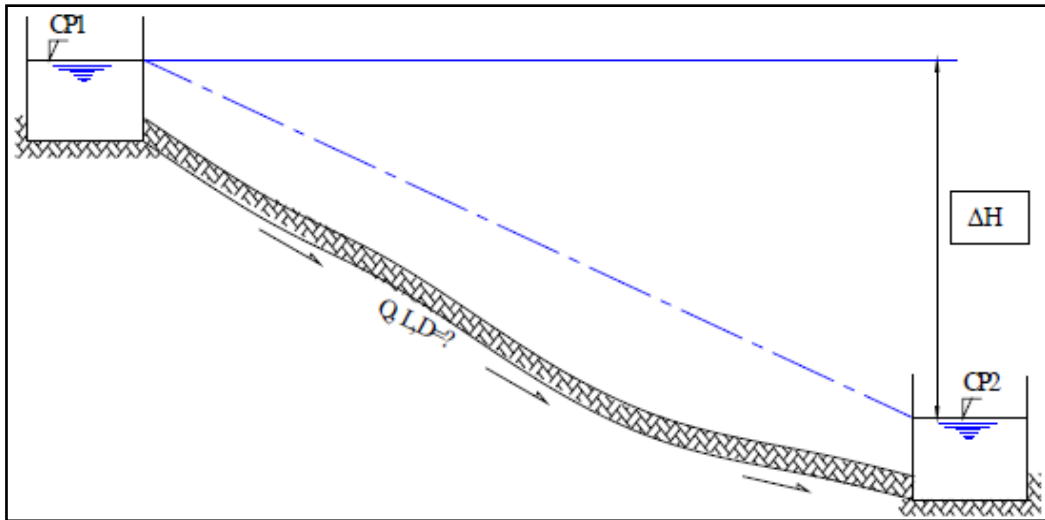


Figure II.1 : Schéma représentant une adduction gravitaire.(Valiron.F, 1989)

Avec :

ΔH : Pertes de charge linéaires en m,

Q : Débit véhiculé en m^3/s ,

L : Longueur de la conduite m,

D : Diamètre de la conduite m.

CP.R1 et CP.R2 : les cotes piézométriques des deux réservoirs.

Le dimensionnement des adductions gravitaire doit répondre aux critères suivants :

- Détermination du diamètre le plus avantageux,
- Choix du tracé de la conduite pour avoir la longueur minimale,
- Type de tuyau à utiliser,
- Pose de canalisation,
- Protection de la conduite contre les effets intérieurs et extérieurs,
- Organes accessoires. (Belkadi.M, 2008).

III.1. Charge hydraulique

La charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par:

$$H = \alpha \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + Z \dots \dots \dots \text{(II.1)}$$

Où

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (débit/section), en m/s,

P : Pression moyenne dans la en Pa,

g: Accélération de la pesanteur m/s²,

z: Cote moyenne de la conduite, en m,

ρ: Masse volumique de l'eau,

α: Coefficient du la non homogénéité des vitesse dans la section (≈1,05), il est souvent égale à 1.(Dupont.A, 1979).

III.2.Perte de charge linéaire

On définit la perte de charge linéaire J en m par l'expression universelle suivante (formule dite de DARCY-Weisbach) :

$$J = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (\text{II.2})$$

Où

L: Longueur totale de la conduite en m,

λ: Coefficient de perte de charge. Ce coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds (Re = V.D / ν) et la rugosité relative k_s /D,

k_s: Rugosité de la conduite,

ν: Viscosité cinématique de l'eau (Pour l'eau, ν ≈10⁻⁶ m²/s) à 20%.

Le coefficient de perte de charge peut s'exprimer selon le type d'écoulement et la rugosité de la conduite.

Le tableau II.1 donne les différentes formulations du coefficient de frottement λ en fonction des types des canalisations et d'écoulement.

Tableau II.1: Formulation du coefficient de frottement λ. (FRANCOIS G. BRIERE, 2000)

Type de rugosité	Expression de coefficient de frottement
Conduite lisse Karman-Prandtl	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \text{ Log } Re\sqrt{\lambda} - 0.8$
Conduite rugueuse Karman-Prandtl	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \text{ Log } \frac{D}{2K} + 1.74$
Conduite lisse Re<10 ⁵ Blasius	$\lambda = \frac{0.3164}{Re^{0.25}}$
Conduite Re<10 ⁵ Nikuradse	$\lambda = \frac{0.221}{Re^{0.237}} + 0.0032$
Expression généralisé Colebrook et White	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{ Log}(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}})$

III.3. Perte de charge singulière

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite (élargissement, rétrécissements, diaphragmes,...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coude, dérivation, robinets, vannes,...). Ces singularités se comportent comme des « ouvrages courts » et provoquent des pertes de charges locales. (FRANCOIS G. BRIERE, 2000)

La perte de charge locale provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

$$\Delta H = K \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(II.3)}$$

Où

K : coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

III.4. Ligne piézométrique et ligne de charge

La charge hydraulique peut être répartie en deux différentes grandeurs: $H = H^* + H_d$

Avec :

$$H^* = \frac{p}{\rho g} + Z \dots \dots \dots \text{(II.4)}$$

et

$$H_d = \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(II.5)}$$

Où

H^* est la "charge statique" et H_d est appelée "charge dynamique".

III.4.1. Ligne piézométrique

La carte représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique en fonction de la longueur d'une conduite ou d'une canalisation, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne piézométrique.

III.4.2. Ligne de charge

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie). La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $(\frac{v^2}{2g})$.

La perte de charge J (ou ΔH) entre deux points est alors la différence des cotes de la ligne de charge en ces deux points.

La perte de charge fait que la ligne de charge soit toujours descendante. En pratique, pour les conduites réelles d'adductions, nous pouvons confondre les deux lignes (De charge et piézométrique) puisque le terme de vitesse ($\frac{v^2}{2g}$) reste généralement faible par rapport à la charge statique. (Dupont.A, 1979)

III.5. Caractéristique d'une conduite en charge

La plupart des écoulements se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, où l'expression du coefficient de perte de charge λ devient indépendante du nombre de Reynolds: λ= f (k_s/D).

L'expression de la perte de charge linéaire J devient alors, pour les conduites circulaires et en introduisant le débit Q :

$$J = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} Q^2 \dots\dots\dots \text{(II.6)}$$

Soit sous la forme :

$$J = RQ^2 \dots\dots\dots \text{(II.7)}$$

Où :

R = f (L, k_s, D) ne dépend donc que des caractéristiques de la canalisation est appelé la résistance de la conduite (Yazid.A, 2012).

III.6. Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{k' L_{eq} Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots \text{(II.8)}$$

ΔH_t: Perte de charge totale en m,

K': Coefficient de perte de charge,

L_{eq}: Longueur équivalente de la conduite en m,

$$L_{eq} = L_g + L_{eg} \dots\dots\dots \text{(II.9)}$$

L_g: Longueur géométrique de la conduite en m,

L_{eq} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j en m.

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

$$\Delta H = 1.15 \Delta H_{plin} \implies L_{eq} = 1.15 L \dots \dots \dots \text{(II.10)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m),

ΔH_{plin} : Perte de charge linéaire (m).

On suppose par hypothèse que la charge disponible entre le réservoir et la bêche d'aspiration ($H_d = C_{pR} - C_{pB}$), égale à la perte de charge totale. (ABDII, 2011).

Avec

H_d : La charge disponible,

C_{pR} : Cote piézométrique du réservoir,

C_{pB} : La cote piézométrique de la bêche d'aspiration.

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' L_{eq} Q^\beta}{\Delta H}} \dots \dots \dots \text{(II.11)}$$

Avec :

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

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

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

ΔH : Perte de charge (charge disponible) (m),

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement,

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Le tableau II.2 donne les valeurs des coefficients K , m , β pour différents types des tuyaux.

Tableau II.2: Coefficients K , m , β pour différents types des tuyaux. (FRANCOIS G. BRIERE, 2000)

Tuyau	K	M	β
Acier et fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1.77

IV. ADDUCTION PAR REFFOULEMENT

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage (ou traitées) sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. (Dupont. A, 1979).

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire) qui comporte principalement :

- La salle d'arrivée d'eau (ou bêche d'aspiration),
- La salle des commandes,
- La salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.(Moussa.M, 2002).

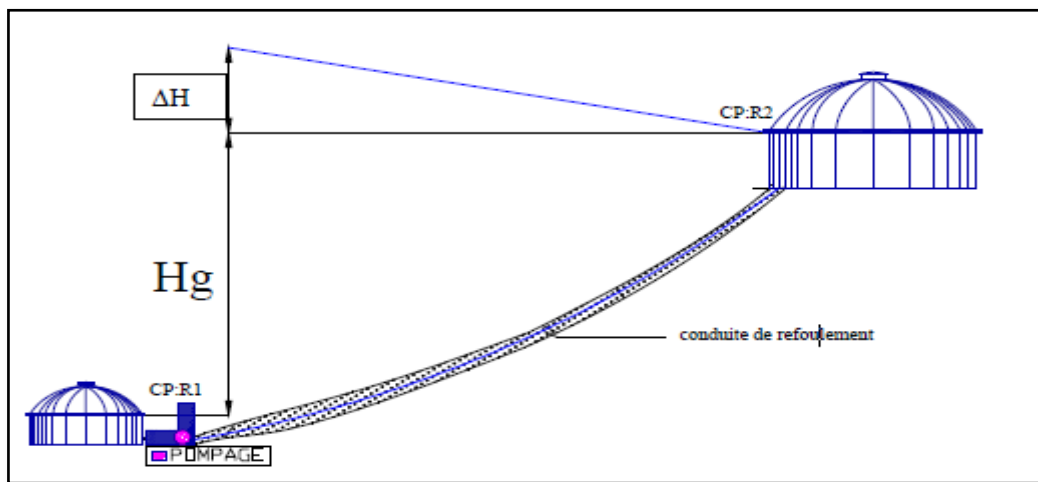


Figure II .2: Schéma représentant une adduction par refoulement.(Moussa. M, 2002).

Avec :

ΔH : Pertes de charge linéaires en mètre,

H_g : Hauteur géométrique en mètre,

CP.R1 et CP.R2 : les cotes piézométriques des deux réservoirs.

IV.1. Détermination du diamètre économique

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique H donnée, on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné. Si on adopte donc un grand diamètre, le prix (P_c) de la canalisation sera élevé, par contre la perte de charge (J) sera faible. On économise donc sur le prix du groupe (P_g) et le prix (P_e) de l'énergie nécessaire au pompage. Si au contraire on adopte un petit diamètre, P_c est plus faible mais (P_g) et (P_e) seront plus élevés. Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix

du m³ d'eau élevé, tenu compte de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et de la consommation d'énergie) en fonction du diamètre D. (Francois.G. Briere, 2000).

Actuellement, les diamètres économiques des conduites de refoulement sont approchés par une des relations suivantes :

- **Formule de BRESSE**

$$D_{\text{éco}} = 1.5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{(II.12)}$$

- **Formule de BONNIN**

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{(II.13)}$$

- **Formule de MUNIER**

$$D_{\text{éco}} = (1+0,02n). \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{(II.14)}$$

Avec:

n: nombre d'heures de pompage,

Q: débit en m³/s.

IV.2. Calcul des pertes de charge

On distingue deux types de perte de charge : linéaire et singulière

IV.2.1. Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de (Abdi.I, 2011) :

- Diamètre D de la conduite (m),
- Débit Q (m³/s),
- La rugosité absolue K_s(mm),
- La longueur du tronçon L (m).

Elles sont calculées par la formule :

$$\Delta H_{lin} = Lj = \lambda \frac{LV^2}{D 2g} \dots\dots\dots \text{(II.15)}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite de refoulement (m),

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s),

ΔH : Pertes de charge linéaires (m),

j : Gradient hydraulique (m/m),

D : Diamètre de la conduite de refoulement (m),

λ : coefficient de frottement. La détermination de ' λ ' a été déterminée par les calculs successifs de la valeur la plus communément donnée est celle de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left(\frac{K}{3.7 D} + \frac{2.52}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots \text{(II.16)}$$

Avec :

Re : Nombre de Reynolds = $\frac{V \times D}{\nu}$

K : Paramètre lié à la rugosité de la paroi (m),

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s),

D : Diamètre de la conduite (m).

Et aussi, le coefficient ' λ ' est obtenu par la formule Nikuradzé pour un écoulement turbulent rugueux

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K_s}{D})^{-2} \dots \dots \dots \text{(II.17)}$$

Avec :

K_s est la rugosité absolue de la conduite, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \dots \dots \dots \text{(II.18)}$$

K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs,

α : Coefficient de vieillissement,

T : Temps de service.

IV.2.2. Pertes de charges singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets, Té,.....etc.). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires (Dupont.A, 1979).

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_l \dots \dots \dots \text{(II.19)}$$

IV.2.3. Pertes de charges totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_f = 0,15 \times \Delta H_f + \Delta H_f \Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_f \dots \dots \dots \text{(II.20)}$$

IV.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \iff HMT = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots \text{(II.21)}$$

H_g : Hauteur géométrique (m),

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m),

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m),

ΔH_t : la perte de charge totale (m).

IV.4. Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E \times e \dots \dots \dots \text{(II.22)}$$

E: Energie consommée par la pompe en KWh,

e: Prix unitaire d'un KWh.

IV.4.1. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \dots \dots \dots \text{(II.23)}$$

E : Energie consommée (KWh),

t : Nombre d'heures de pompage par jour,

P : Puissance de la pompe (KW).

IV.4.2. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P_{abs} = \frac{\rho g HMT Q}{\eta 1000} \dots \dots \dots \text{(II.24)}$$

η : rendement de la pompe en (%) ,

Q: débit refoulé par la pompe (m³/s),

g: la force de la pesanteur,

HMT: la hauteur manométrique totale de la pompe (mce),

ρ: la masse volumique de l'eau.

IV.5. Frais d'amortissement

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

$$F_{\text{amor}} = P_c \times A \dots \dots \dots \text{(II.25)}$$

P_c: le prix de la conduite (DA),

A: amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante:

$$A = \left(\frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \times 100 \dots \dots \dots \text{(II.26)}$$

Avec :

i: Taux d'anuité annuel,

n: Nombre d'années d'amortissement (Sahouli.M, 2004).

IV.6. Vérification de la vitesse d'écoulement

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosions de la paroi des canalisations. D'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères.(Fasandier.J, 1999).

Tableau II.3 : Variation des vitesses en fonction des diamètres. (Fasandier.J, 1999).

Plages des vitesses (m/s)	Diamètres (mm)
0.5 <V <1.5	< 250
0.5 <V <2.0	300 <D <800
0.5 <V <3	> 800

La vitesse est calculée comme suite :

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots \text{(II.27)}$$

Avec :

Q: Débit max horaire qui transite dans la conduite (m³/s),

S: Section de la conduite (m²).

La section est déterminée par la formule suivante (m²) :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \dots \dots \dots \text{(II.28)}$$

D: Le diamètre de la conduite en (m).

IV.7. Vérification du régime d'écoulement (nombre de REYNOLDS)

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante (Dupont.A, 1979):

$$Re(\text{nombre de Reynolds}) = \frac{V \times D}{\nu} \dots \dots \dots \text{(II.29)}$$

Avec :

V: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s),

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

D: Diamètre de la conduite en m.

Le régime est en général turbulent rugueux c'est-à-dire : $Re > 10^6$.

IV.8. Détermination du débit d'exploitation

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{maxj}}{t \times 3600} \dots \dots \dots \text{(II.30)}$$

Avec :

Q_{exp}: Débit d'exploitation (m³/s),

Q_{max,j}: Débit maximum journalier assuré par la station (m³/j),

t: Temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (heures).

IV.9. Amorçage des stations de pompages

Quand la conduite d'aspiration est remplie d'air, il est impossible que la pompe puisse aspirer l'eau d'elle-même. Il est alors nécessaire de prévoir un dispositif pour créer l'amorçage du pompage d'eau, donc de chasser l'air pour que l'eau puisse venir prendre sa place.

IV.9.1. Amorçage par remplissage

Il s'agit de remplir la pompe et la conduite d'aspiration avec de l'eau, l'air est chassé et la pompe peut être mise en marche. Un by-pass permet de faire ce remplissage à partir de l'eau contenue dans la conduite de refoulement. Cette opération exige une intervention manuelle et la présence d'un clapet à l'extrémité de la conduite d'aspiration.

IV.9.2. Amorçage par pompe à vide

Il consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration au moyen d'une pompe à vide spéciale, indépendante de la pompe de relèvement d'eau. L'air est ainsi aspiré, la conduite d'aspiration se remplit alors d'eau, et la pompe peut être démarrée.

IV.9.3. Amorçage sous pression

Il s'agit de maintenir la conduite d'aspiration et la pompe toujours, même à l'arrêt, pleines d'eau en plaçant la pompe à un niveau inférieur au niveau d'eau minimal dans le réservoir d'aspiration. Ce mode d'amorçage est très simple et ne fait appel à aucun appareillage particulier.

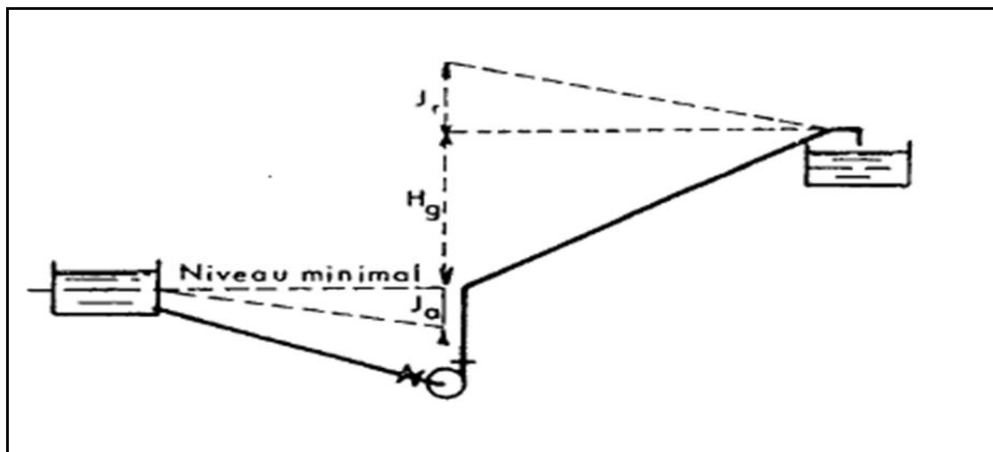


Figure II.3 : Schéma représente l'amorçage sous pression. (Rouisset.B)

IV.9.4. Amorçage par noyade :

Il s'agit de placer la pompe, quand elle est destinée à fonctionner noyée, à un niveau situé au-dessous du niveau d'eau dans l'ouvrage de captage. Ainsi, la pompe est toujours pleine d'eau et toujours amorcée. Elle peut donc démarrer sans aucun artifice. Ce mode d'installation de la pompe n'est valable que pour les pompes axiales.

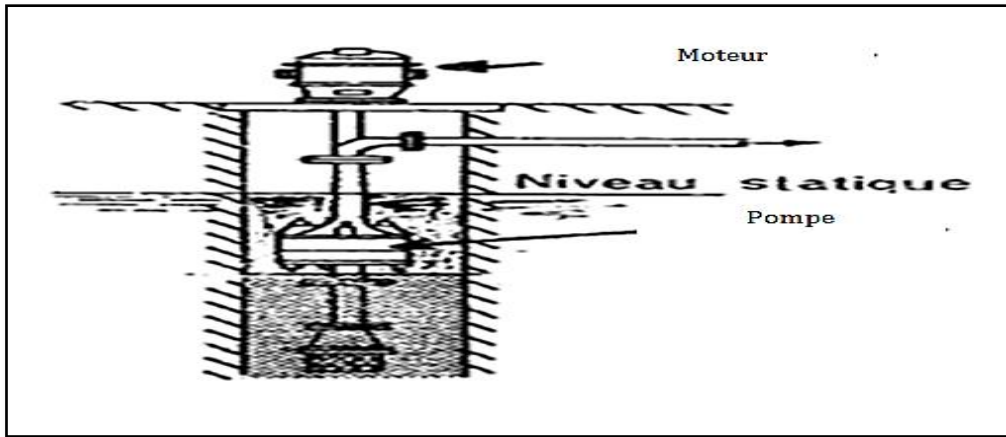


Figure II.4 : Schéma représente l'amarçage par noyade.(Rouisset.B)

V. ADDUCTION MIXTE

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.(Belkadi.M, 2008).

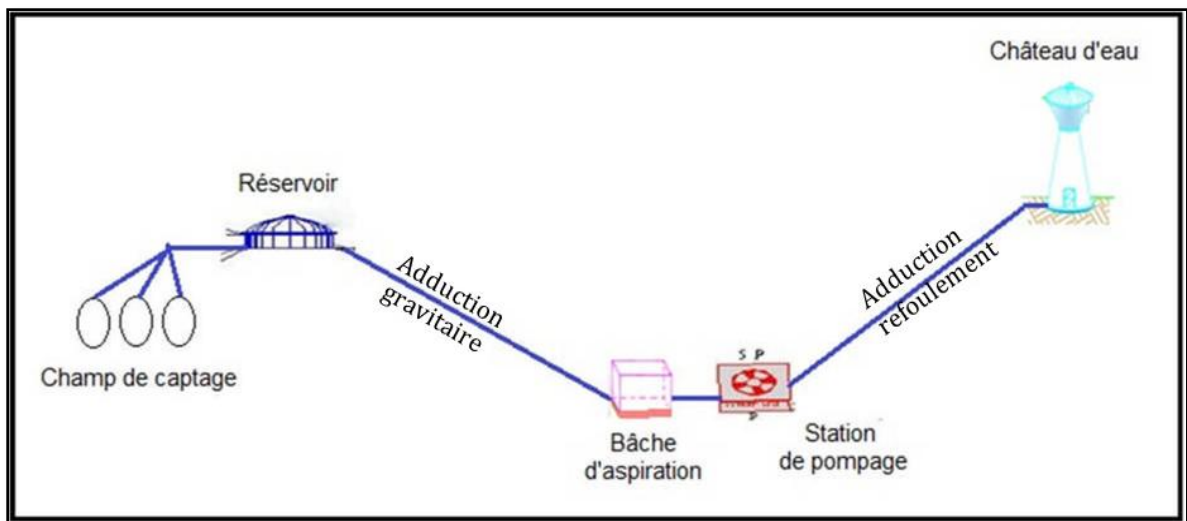


Figure II.5 : Schéma simplifié de l'adduction mixte (Belkadi.M, 2008)

VI. OUVRAGES EN LIGNE

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Les adductions peuvent même avoir une pente positive et, profitant du dénivelé amont, la pression de l'eau permet de remonter une dénivelée aval. Ces variations de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente.

VI.1. Vidange

Il est facile d'imaginer que l'eau qui émerge de terre, parfois avec une certaine vitesse, entraîne dans ses turbulences des corps inertes (poussière, sable ou petits cailloux) qui vont, à l'occasion d'un écoulement plus régulier et moins agité, venir se déposer dans les points bas des adductions. On comprend donc aisément l'intérêt qu'il y a de disposer d'une vidange qui permettra de temps à autre, de vider l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble des dépôts qui obstruent les tuyaux. (Gallard.D, 1998)

On place les vidanges (ou purges) dans les points bas, afin d'évacuer de permettre l'évacuation de l'eau de la conduite lorsqu'une intervention est nécessaire. Pour ce faire, une chambre est construite dans laquelle un simple Té équipé d'une vanne est placé sur la conduite et sur lequel on place un tuyau d'évacuation qui mène vers le point de rejet en dehors de la chambre. (Bourge.M.H, 2005).

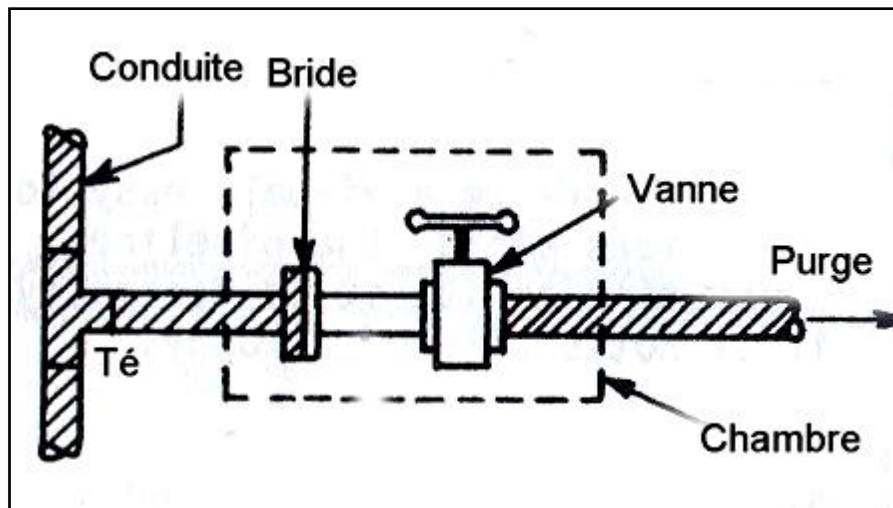


Figure II.6: Schéma de montage d'une vidange sur adduction. (Bourge.M.H, 2005).

VI.2. Ventouse

Les ventouses permettent l'évacuation des poches d'air sous pression qui se créent dans les points haut de la conduite et qui peuvent réduire sensiblement le débit. Les ventouses sont des équipements spécifiques pouvant paraître chers pour une simple adduction et l'on aura plutôt recours au même dispositif que pour la purge mais cette fois avec le Té dirigé vers le haut. La ventouse est protégée par une chambre cadenassée munie d'un tuyau de vidange.

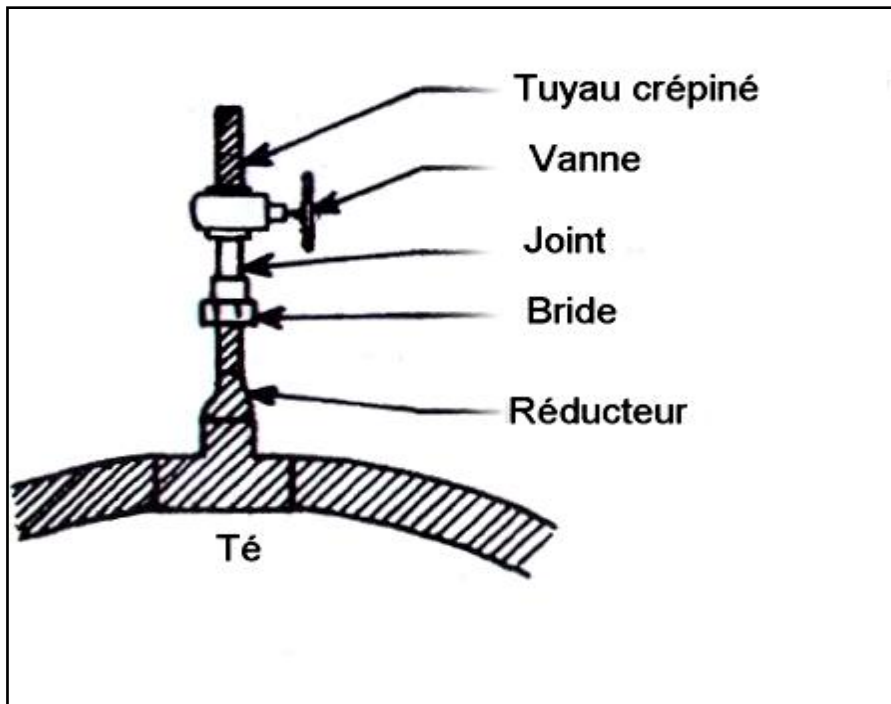


Figure II.7: Schéma simplifiée d'une ventouse.(Bourge.M.H, 2005)

Lors de la mise en service, lorsque la conduite est de nouveau remplie d'eau, les robinets des ventouses sont ouverts afin de chasser l'air puis fermés une fois que tout l'air est bien évacué.(Bourge.M.H, 2005)

Les ventouses permettent également de faire pénétrer l'air dans les conduites lorsqu'un vide se crée. Elles agissent alors comme reniflards et évitent la création de pressions négatives qui risqueraient d'entraîner l'écrasement des conduites ou l'aspiration d'eau impropre à la consommation. On utilise aussi un autre type de ventouses qui permettent à de grandes quantités d'air de s'échapper des conduites ou d'y pénétrer. Elles sont utiles lorsque, par exemple, on vide ou remplit une conduite lors de réparation. Enfin, on peut combiner ces deux types de ventouses universelles qui permettent l'entrée ou l'évacuation de petites et de grandes quantités d'air (Abdi.I, 2011).

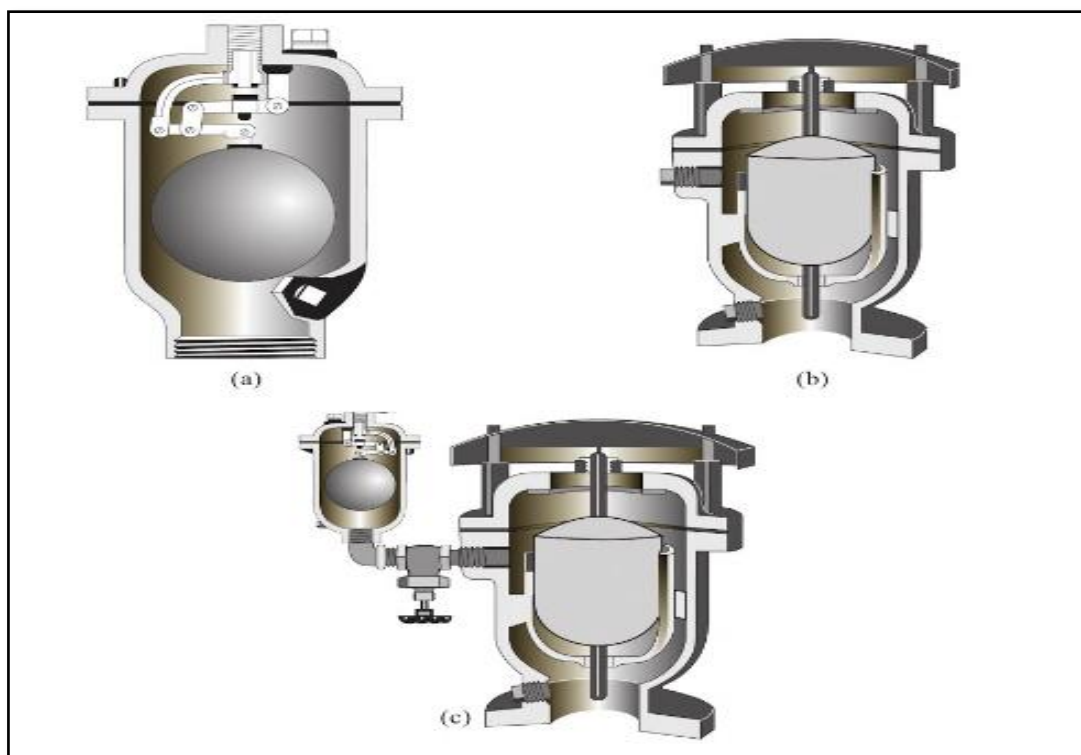


Figure II.8: Types de ventouses: a)ventouse pour des petites quantités d'air ; b) ventouse pour grande quantités d'air ; c)ventouse universelle.(ROUISSERT.B, 2015)

VI.3. Brise charge

Les brises charges ou chambres d'équilibres sont des ouvrages intermédiaires placés sur la conduite et qui servent à ramener la pression piézométrique à zéro. On y recourt rarement et seulement quand la dénivelée sur une section de la conduite devient tellement importante qu'elle impose le recours à des tuyaux de PN très élevés en aval. Il est alors plus intéressant d'installer un brise charge. Il s'agit d'un réservoir de transition faisant office de volume tampon, équipé d'un robinet à flotteur. Ce dernier est le point faible de l'ouvrage et l'on doit être attentif à acheter du matériel d'excellente qualité. Il est aussi important de prévoir un volume tampon relativement important afin d'éviter un fonctionnement intempestif de la vanne à flotteur. (Bourge.M.H, 2005)

VI.3.1. Mode de fonctionnement

Une partie de l'énergie du jet d'eau, à son entrée, est brisée par une vanne pointeau V (Figure II.6) donnant lieu ainsi à une perte de charge singulière. La partie restante étant transformée en énergie potentielle avec un niveau en aval N.

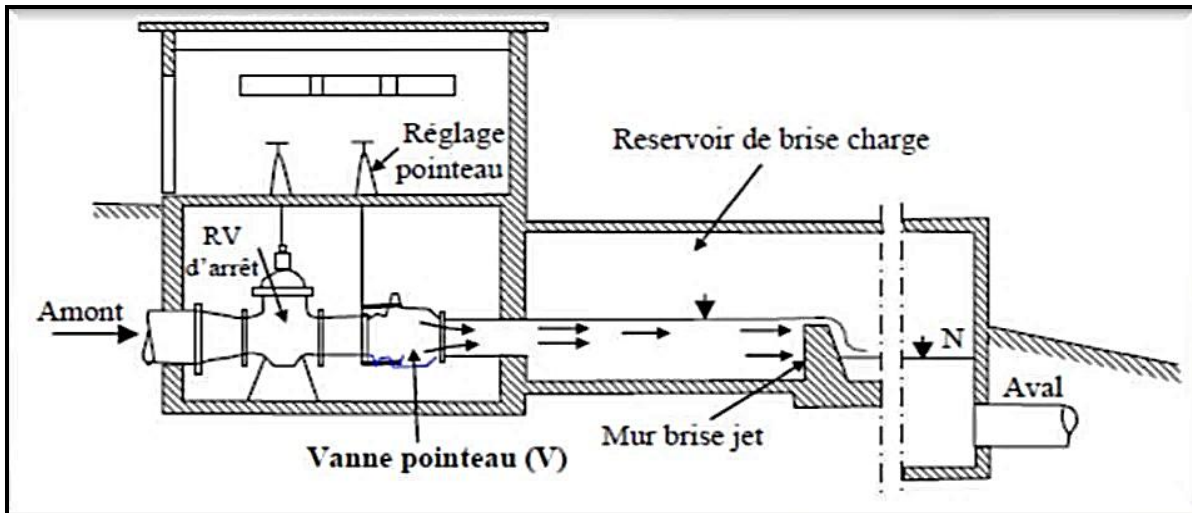


Figure II.9: Brise charge avec jet débouchant à l'air libre.(Belkadi.M, 2008)

Le jet à la sortie de la vanne V peut déboucher à l'air libre (Figure II.9) ou dans l'eau. Dans ce dernier cas le jet d'eau se trouve amortie par la masse d'eau. Dans ce cas l'obturateur de la vanne pointeau (V) est solidaire à un levier OAB, articulé en O, et portant en B un contre-poids en tôle. Celui-ci peut être rempli d'eau par une conduite souple qui relie le fond du contre-poids à la chambre. Ainsi, il y a toujours correspondance des niveaux d'eau dans le contre-poids et dans la chambre.

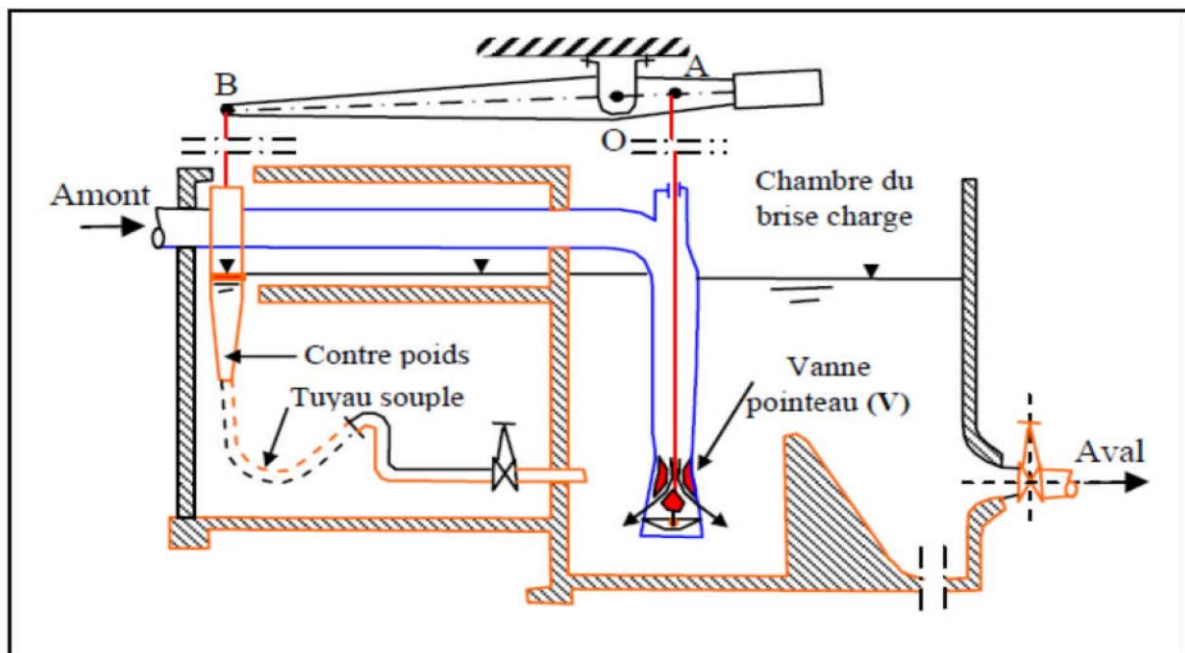


Figure II.10: Brise charge avec contre-poids liquide.(Belkadi.M, 2008)

Si le débit en aval diminue par suite d'une manœuvre de la vanne aval, le niveau d'eau dans le réservoir du brise-charge tend à augmenter. Ce qui correspond à une augmentation du niveau et du poids d'eau dans le contre-poids qui fait abaisser le levier qui tend à fermer la vanne V.

VI.3.2. Emplacement

Supposons que la ligne piézométrique SR donne, au fond de la vallée, F, une pression au sol FP trop importante et qu'il faut réduire à la pression FP' (Figure II.11). La position du brise-charge B est déterminée en menant par P'' une horizontale qui coupera la surface topographique au point cherché. Ce qui revient à considérer le cas d'arrêt de débit par fermeture en R, à ce moment, la pression maximale dans la conduite est rapportée à l'horizontale passant par le niveau de l'eau dans le brise-charge.

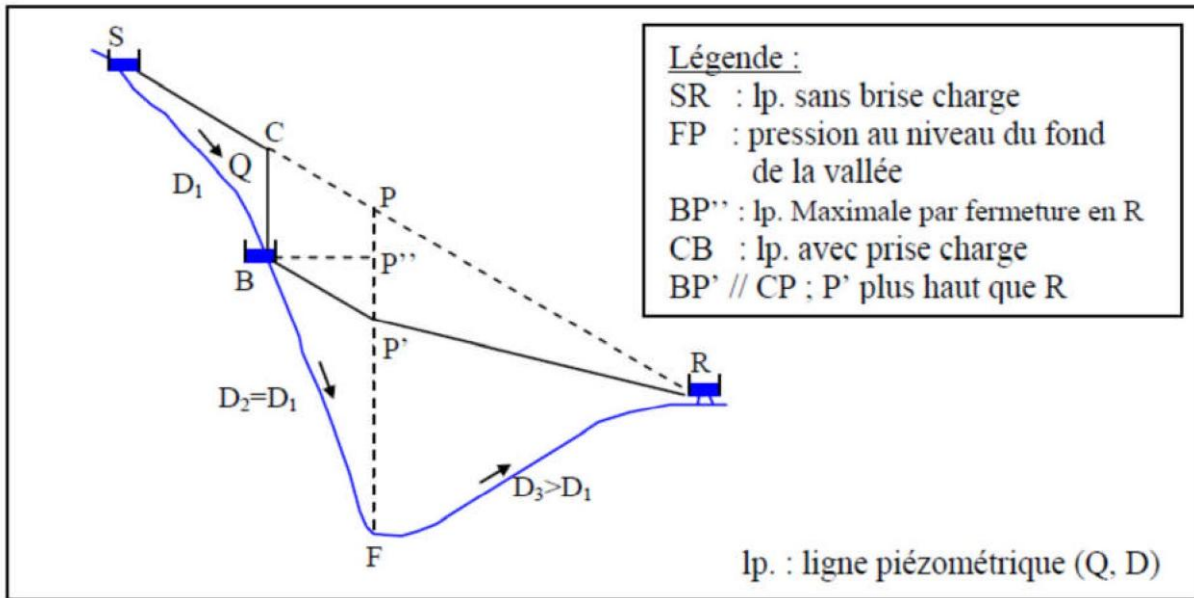


Figure II.11 : Détermination de l'emplacement d'une brise charge.(Belkadi.M, 2008)

Le diamètre de la conduite, est calculé en considérant la ligne piézométrique SCBP'R. De F à R, le diamètre sera plus grand que celui sans brise charge ; en effet, la pente de la ligne P'R est plus faible que celle de PR .Le profil piézométrique BR peut être adoptée au lieu BP'R pour le calcul du diamètre. Cependant, le dernier profil piézométrique donne un diamètre plus faible et donc plus économique (Dupont.A, 1971).

VI.3.3. Cas d'un point haut écrêté par la ligne piézométrique

Si le tracé de la conduite comporte un point haut en H tel que la ligne piézométrique SR est au-dessous de la surface topographique en AHB. Tout tronçons de conduite situés au-dessous de la ligne SR se trouve en charge (tronçons SA et BR), alors que les tronçons situés au-dessus de SR devraient être le siège de pressions négatives (tronçon AHB).

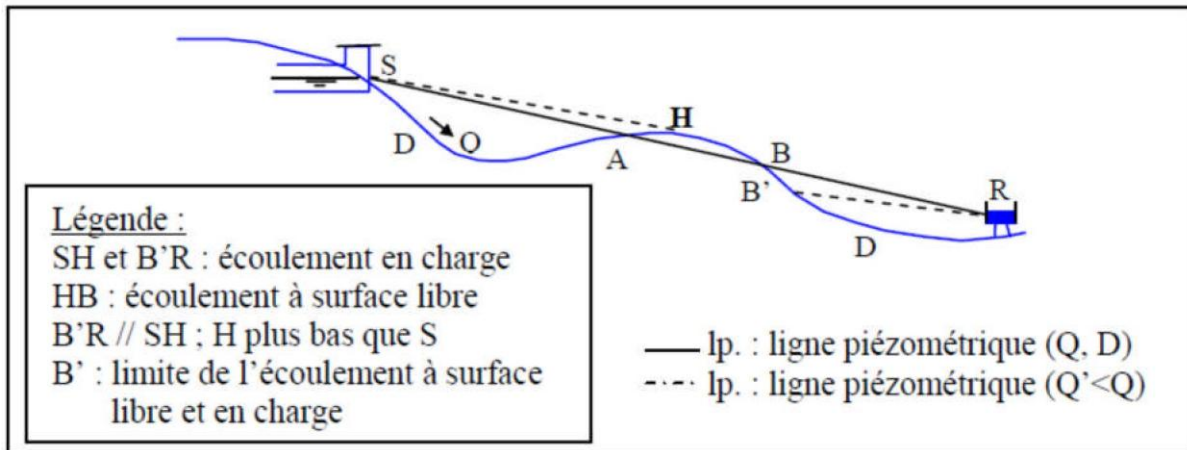


Figure II.12: Passage en crête d'une conduite.(Belkadi,M, 2008)

Si la distance entre la conduite et la ligne piézométrique reste inférieure à 10 m, ces tronçons SA et BR sont en dépression par rapport à la pression atmosphérique et le tronçon AHB pourrait fonctionner un certain temps en siphon. Cette dépression entraîne une libération des gaz dissous dans l'eau et il vient donc nécessaire d'aérer ce tronçon. Par suite de sa mise à l'atmosphère, l'écoulement s'effectuera à surface libre du point H au point B' tel que la ligne RB', menée de R, soit parallèle à SH.

Pour que maintenir un écoulement en charge sur toute la conduite, une certaine pression HP est imposée en H en disposons un brise charge en B (5 à 10 m environ). Le diamètre de la conduite, calculé suivant la ligne piézométrique SP (plus faible que SR), est donc est plus grand que dans le cas sans brise charge (Figure II.13). De P à R, le diamètre de la conduite peut être calculé suivant la ligne piézométrique PR ou PCBR. Suivant la première ligne, le diamètre de la conduite est plus faible que dans le tronçon SP. En prenant la ligne piézométrique BR parallèle à SC, un diamètre uniforme est conservé sur toute la longueur de la conduite. Une autre solution consiste à envisager une sur-profondeur de pose au point haut H.

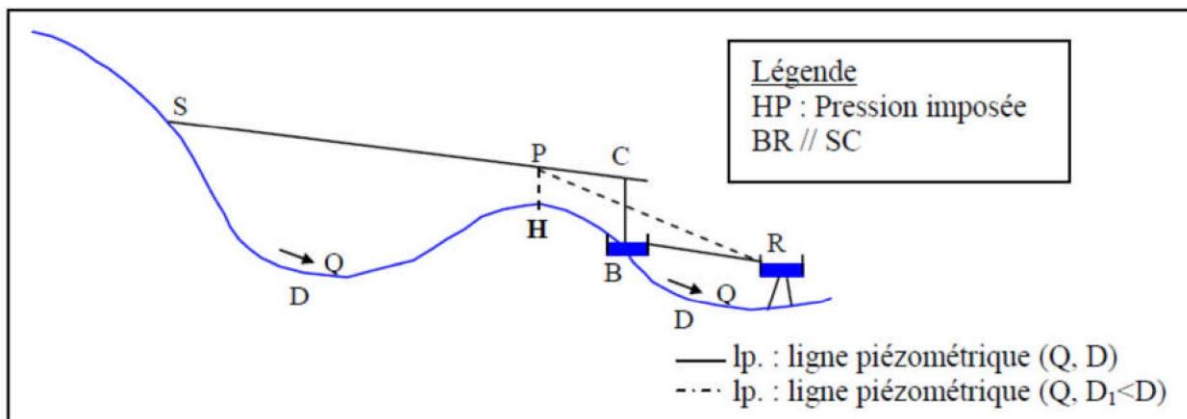


Figure II.13:Ligne piézométrique recommandée.(Belkzdi.M, 2008)

Cette solution sera comparer à celle qui consiste à prévoir des diamètres différents et la solution choisie est plus économique (Dupont.A, 1971).

VI.4. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.4.1. Description du phénomène

Un coup de bélier est une brusque variation de pression et a pour cause une brutale variation de débit :

- Fermeture / ouverture de robinets,
- Démarrage / arrêt de pompe (en particulier à distance).

Dans une tuyauterie où circule du liquide, une fermeture brusque de vanne ne bloque pas immédiatement toute la masse de liquide se trouvant dans la tuyauterie. Ce liquide encore en mouvement vient "s'écraser" sur la face amont de l'opercule de la vanne en produisant une augmentation de pression et de la même façon, la pression en aval de la vanne chute brutalement.

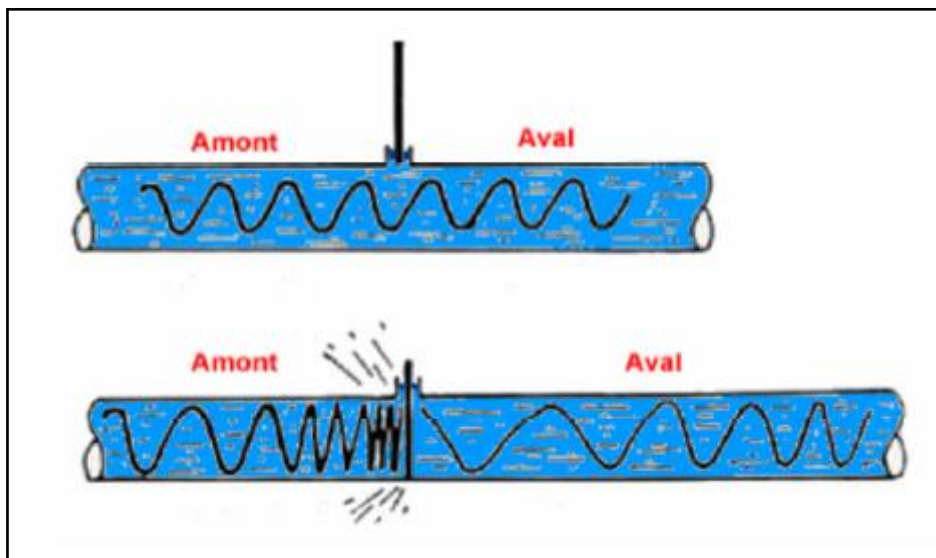


Figure II.14: Exemple du coup de bélier. (Rouisset, B, 2015)

Cette surpression (ou dépression) localisée sur une petite longueur va se déplacer sous forme d'une onde le long de la conduite (à la vitesse du son dans le liquide $\cong 1$ km/s) jusqu'à ce qu'elle rencontre un obstacle qui la fait repartir dans l'autre sens.

On crée ainsi un mouvement de va et vient de surpression et de dépression qui diminue avec le temps grâce aux frottements qui amortissent le mouvement.

VI.4.2. Effet du coup de bélier et prévention

Les coups de bélier par la surpression ou la dépression qu'ils occasionnent peuvent être la cause de chocs et de ruptures d'éléments de tuyauterie (en particulier en plastique où les phénomènes sont fréquents) ou de pièces mécaniques : joints, corps de pompe, boulonnerie de brides, clapets, ...

Pour prévenir ces incidents, deux solutions peuvent se présenter :

- La non création du coup de bélier,
- La surpression de la variation de pression par un équipement approprié.

a) Éviter le coup de bélier

L'amplitude de la surpression dépend essentiellement de la vitesse de variation du débit. Il suffit donc de s'attacher à ne produire que des variations lentes du débit.

Il est ainsi recommandé de :

- Démarrer une pompe vanne de refoulement fermée,
- Arrêter une pompe après avoir fermé la vanne de refoulement,
- Ouvrir ou fermer les robinets manuels progressivement (attention aux vannes 1/4 tour),
- Prévoir des temps raisonnables d'ouverture / fermeture des robinets motorisés,
- Remplir lentement une canalisation vide.

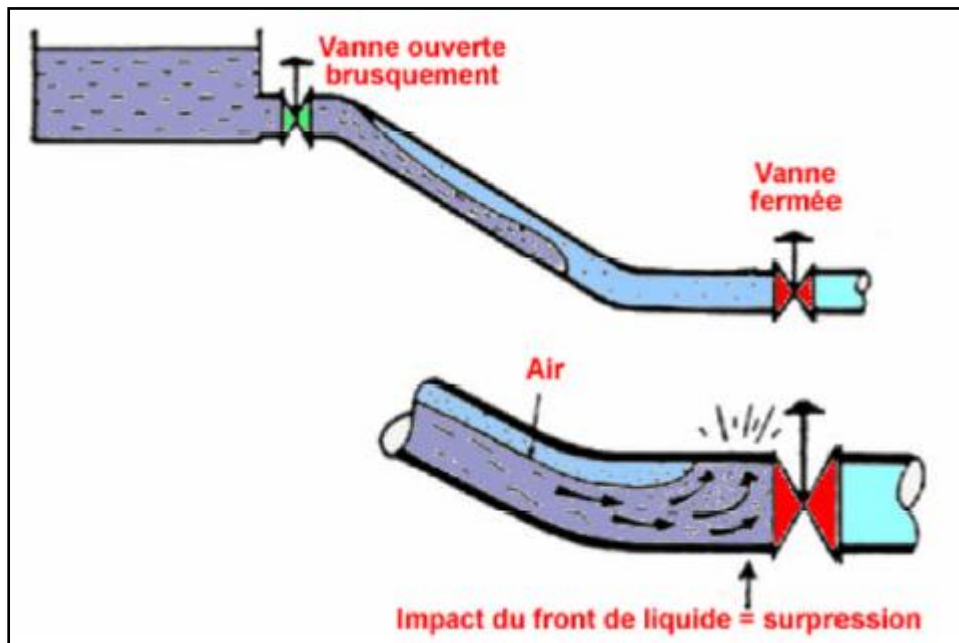


Figure II.15: Coup de bélier à l'ouverture d'une vanne. (Rouisset.B, 2015)

b) Se prémunir contre les coups de bélier

Il est cependant très difficile d'éviter tous les coups de bélier :

- Un arrêt brutal de pompe n'est pas souvent précédé par la fermeture de la vanne de refoulement,
- Les automatismes de chargement créent systématiquement des coups de bélier. (ENSPM Formation Industrie, 2005)

VI.4.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie, pour la limitation des dépressions,
- Les soupapes de décharge, pour la limitation des surpressions,
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, pour la limitation, à la fois, des surpressions et des dépressions.

a) Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement.

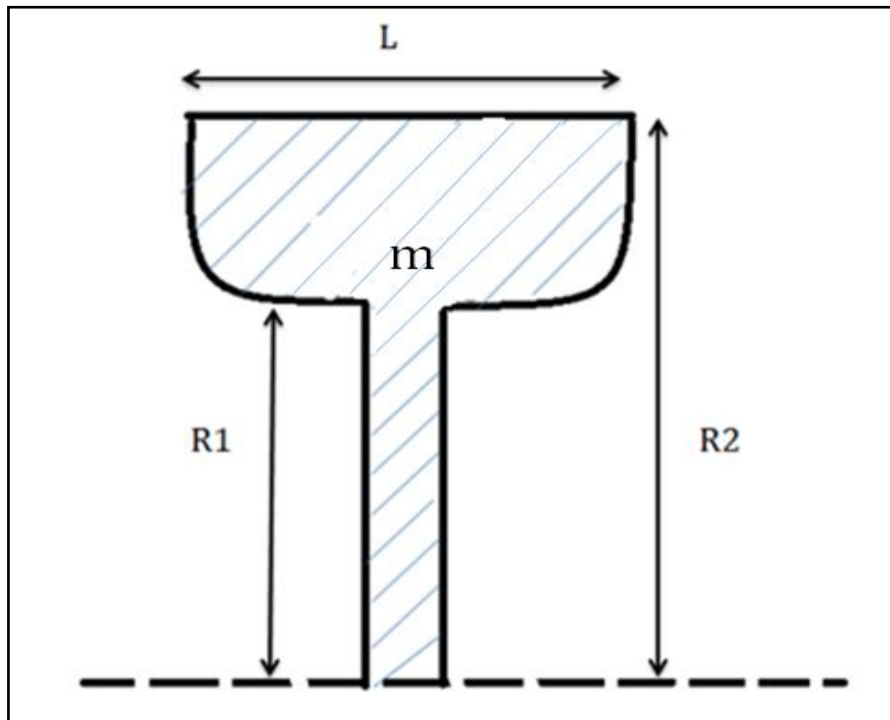


Figure II.16: Volant d'inertie

b) Les soupapes de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse de 5 % la pression maximale de fonctionnement normal.

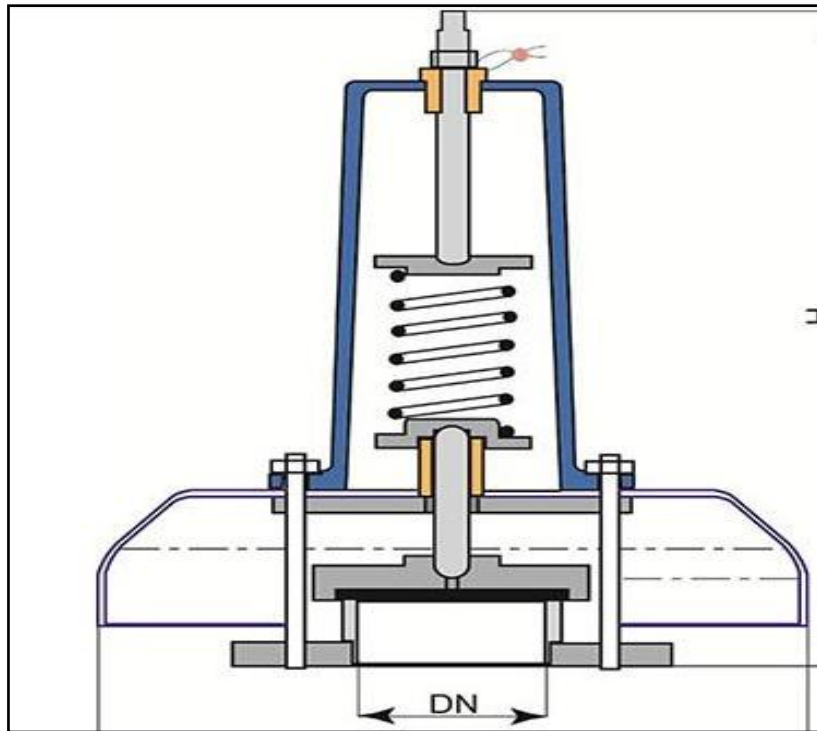


Figure II.17: fonctionnement d'une soupape de décharge. (Belkadi.M, 2008)

c) Les réservoirs d'air

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. (B.Rouissat, 2015).

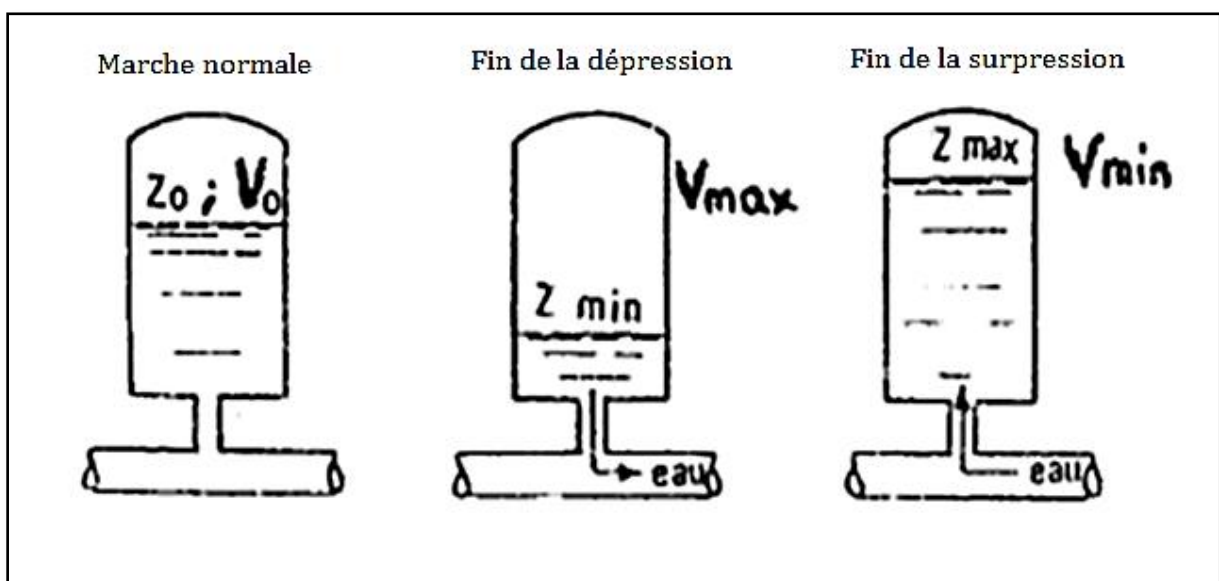


Figure II.18: Mode de fonctionnement d'un réservoir d'air. (Belkadi.M, 2008)

VI.4.4. Calcul de la valeur d'onde de propagation

Une onde prend alors naissance dans la conduite, se propageant avec la célérité du son " a ", dont la valeur dépend de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité du tuyau. Allievi donne, pour la vitesse a de l'onde, la valeur suivante (en m/s) (B.Rouissat, 2015) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + \frac{KD}{e})}} \dots\dots\dots \text{(II.31)}$$

D : Diamètre de la conduite,
 e : épaisseur du tuyau,
 K : 0.59 pour la fonte ductile par exemple.

Le tableau II.4 donne les valeurs K pour les différents types de conduite.

Tableau II.4 : valeurs de K pour les différents types de conduite. (Rouisset. B, 2015)

Matériaux	Fer	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante ciment	PVC	PEHD	PEBD
Valeurs K	0.5	0.5	1	0.59	5	4	33	83	500

a) Evaluation de la vitesse moyenne de l'écoulement
 En exploitation normal, $V_0 = Q / S$.

b) Valeur maximale du coup de bélier

Le coup de bélier peut atteindre la valeur Maximal telle que : aV_0/g
 V_0 : Vitesse de l'eau immédiatement avant l'arrêt de l'eau,
 g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à L/a . Un aller-retour de l'onde, mettra un temps de valeur $2L/a$.

c) Calcul de la pression de l'onde

$$P_{\text{onde}} = H_g + \text{pression du coup de bélier}$$

VI.4.5. Calcul du réservoir d'air

a) Méthode de Vibert

Si l'on s'impose de ne pas dépasser une certaine pression pour la conduite, le calcul du réservoir d'air s'effectue comme suit :

$$Z_0 = H_0 + 10 \dots\dots\dots \text{(II.32)}$$

H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
 Z_0 : Pression absolue de l'air à l'intérieure de la conduite.
 Après on calcule : H_g/Z_0 .

-Calcul de Z_{max}

Z_{max} = Hauteur maximale de refoulement +10

Par alignement sur l'abaque de VIBERT : $U_0 /L.S$. Afin qu'il reste l'eau dans le réservoir même quand U atteint la valeur Maximale (Bensaada et Bennouna, 2014).

Ceci montre donc que le coup de bélier est proportionnel à la vitesse de l'eau dans la conduite avant la fermeture U_0 et à la longueur de la conduite L. D'autre part, le coup de bélier diminue lorsque le temps de fermeture augmente. D'où l'intérêt, pour les conduites d'adduction, d'adopter des robinets à fermeture lente des robinets-vannes à course longue.

Si on tient aussi compte de la pression H_0 dans la conduite avant la fermeture, la pression maximale dans la conduite, suite à l'apparition du coup de bélier, sera alors (en mètres d'eau) (B.Rouissat, 2015) :

- i. Surpressions en cas de fermeture brusque

$$H_0 + \frac{aV_0}{g} \dots \dots \dots \text{(II.33)}$$

- ii. Dépressions en cas de fermeture brusque

$$H_0 - \frac{aV_0}{g} \dots \dots \dots \text{(II.34)}$$

b) Méthode de PUECH et MEUNIER

- i. ETUDE DE LA DEPRESSION

Pour l'étude de la dépression et le calcul de U_0 (volume d'air) ; nous utilisons la méthode de PUECH et MEUNIER, qui utilise trois (3) nombres adimensionnels (Sahouli.M, 2004):

- K caractérise les pertes de charges

$$K = (H_{abs} - H_0)/H_0 \dots \dots \dots \text{(II.35)}$$

Avec :

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue, ($H_{abs} = H_{MT} + 10$) en m,

H_0 : Pression statique absolue, ($H_0 = H_G + 10$) en m.

- A : caractérise la conduite de refoulement

$$A = a \cdot V_0 / (g \cdot H_0) \dots\dots\dots (\text{II.36})$$

Avec :

a : Célérité (m/s),

V_0 : Vitesse dans la conduite en régime permanent (m/s).

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

$$B = V_0^2 \cdot L \cdot s / (g \cdot H_{\text{abs}} \cdot U_0) \dots\dots\dots (\text{II.37})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m),

s : Section de la conduite (m²),

U_0 : Volume d'air du ballon anti-bélier en régime permanent (m³).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbes B au profil en long, comme nous l'avons dit précédemment nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B qui sera ainsi déterminé pour calculer le volume de l'air U_0 .

Puis on détermine le volume maximal de l'air U_{max} qui correspond à la plus faible pression lu sur le graphique P_{mini} – dans le cas où l'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isothermes et adiabatiques - par la formule suivante :

$$P_{\text{mini}} \cdot U_{\text{max}}^{1,2} = H_{\text{abs}} \cdot U_0^{1,2} \dots\dots\dots (\text{II.38})$$

Si nous voulons qu'il reste encore 20 % d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume τ égal à :

$$\tau = U_{\text{max}} + (20\% \cdot U_{\text{max}}) \dots\dots\dots (\text{II.39})$$

ii. ETUDE DE LA SURPRESSION

Pour le calcul de la surpression ; nous nous servons de l'abaque de DUBIN et GUENEAU.

D'après les nombres adimensionnels calculés A et B, nous lisons dans l'abaque :

- $\alpha V_0^2 / H_0$: axe des abscisses,
- P_{\max} / H_0 : axe des ordonnées.

La canalisation de branchement entre le ballon et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet

Ne laissant passer l'eau que dans le sens ballon-conduite (Dépression, Figure II.19), by-passée par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum d, calculé par la formule suivante (Sahouli.M, 2004):

$$\alpha = [(D^2/(0,6.d^2))-1]^2 / 2.g..... \text{ (II.40)}$$

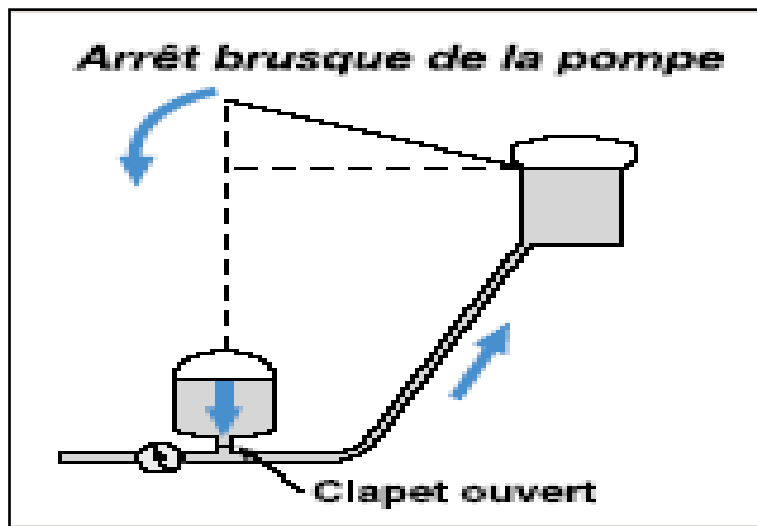


Figure II.19 : Schéma simplifié de la dépression. (Rouisset.B, 2015)

Dans le sens conduite-réservoir (Surpression, Figure II.20), l'eau passe par ce diaphragme.

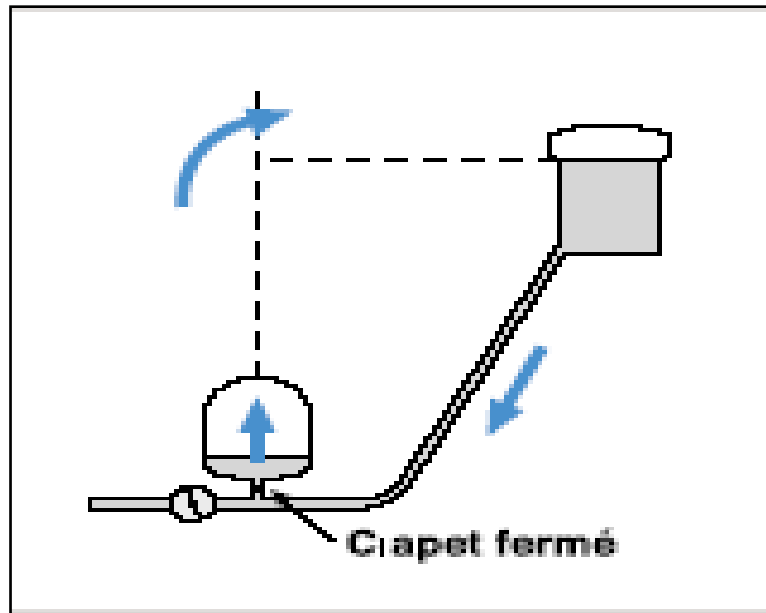


Figure II.20 : Schéma simplifié de la surpression.(Rouisset.B, 2015)

VI.5 Station de pompage

VI.5.1. Conception

En fonction de la topographie de la région d'étude et l'emplacement de la source d'alimentation, l'alimentation de réservoir à partir de cette dernière se fait par refoulement, et parfois nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain.

a) Critères de l'emplacement de la station de pompage

Les critères liés à l'emplacement des stations de pompage peuvent être résumés en :

- Eviter les zones instables (sismiques ou inondables),
- Respecter les normes de distances (distance minimale entre aéroport et une station de pompage de 30km),
- Pour les terrassements et l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - Prévoir l'accès pour tous les ouvrages,
 - Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier (bitume),
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage),
 - Prévoir une cote de planché de rez-de-chaussée qui dépasse celle de plate-forme de 0,15m à 0,5m,
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

b) Critère de choix de type de pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- Assurer le débit et la hauteur HMT,
- Meilleur rendement,

- Vérifier la condition de non cavitation,
- Encombrement et poids les plus faibles,
- Vitesse de rotation la plus élevée,
- Puissance absorbée minimale,
- Etre fabriquée en série.

c) Choix du nombre de pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal,
- Meilleur rendement,
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale,
- Nombre d'étage minimal,
- Puissance absorbée minimale,
- Disponibilité sur le marché (Bensaada et Bennouna, 2014).

VI.5.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques

Il existe deux grandes catégories de pompes :

- Les turbopompes,
- Les pompes volumétriques.

a) Turbopompes

Ce sont les plus employées. On distingue :

- Les pompes centrifuges (à basse et haute pression),
- Les pompes hélices,
- Les pompes hélico-centrifuges

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Les pompes centrifuges sont utilisées pour les hauteurs d'élévations importantes.

Les pompes hélices élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles.

b) Pompes volumétriques

Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux. Elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées. On distingue :

- Les pompes rotatives,

- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages,
- Les pompes à piston (alternatives).

Dans les pompes volumétriques, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).

c) Autres pompes

- Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède.
- Le pompage par émulsion ou air lift.

i) Vis d'Archimède

Elle refoule de très forts débits à une faible hauteur géométrique. Les eaux peuvent être très chargées, comme par ex. pour une Step.

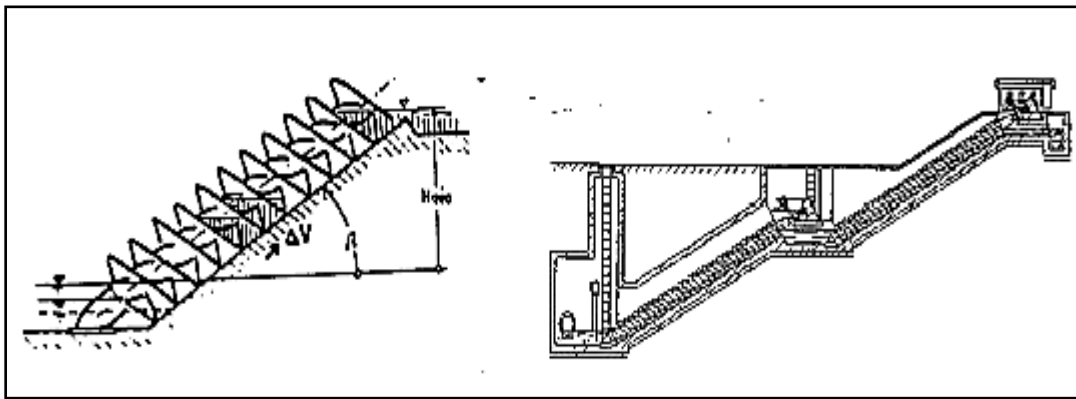


Figure II.21: Schéma d'une vis d'Archimède. (Bonvin.J, 2005).

ii) Pompage par émulsion ou air-lift

Utilisé dans les forages, en particulier quand l'eau transporte des particules solides abrasives. On insuffle de l'air dans la colonne de refoulement. L'air et l'eau forment une émulsion qui grâce à son poids spécifique moins élevé, monte (Bonvin.J, 2005).

VI.5.3. Eléments de base pour le calcul et le choix des pompes

a) La hauteur manométrique totale d'élévation HMT

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$HMT = H_{\text{géom}} + J_{\text{asp}} + J_{\text{ref}} \dots \dots \dots \text{(II.35)}$$

Si les niveaux à l'aspiration et au refoulement sont à des pressions différentes :

$$HMT = H_{géo} + J_{asp} + J_{ref} + \left(\frac{P_2 - P_1}{\gamma} \right) \cdot 10 \dots \dots \dots \text{(II.36)}$$

avec : P_1, P_2 : [kg/cm²] et γ : [kg/ dm³].

b) Hauteur maximale d'aspiration (pompes centrifuges)

Théoriquement, l'on sait qu'en faisant le vide dans un tube, il est impossible de faire monter l'eau à une hauteur supérieure à la pression atmosphérique.

En réalité, cette hauteur est nettement moins élevée; perte de hauteur due aux pertes de charge et à la mise en vitesse du liquide.

Il faut d'autre part que la pression absolue à l'ouïe d'aspiration se maintienne largement au-dessus de la tension de vapeur du liquide pour éviter le désamorçement de la pompe et les problèmes de cavitation (formation dans le liquide de bulles de vapeur, lesquelles, entrant dans la turbine à un endroit de plus haute pression, s'entrechoquent violemment en créant de très hautes pressions spécifiques d'où risque de destruction de la pompe).

Les possibilités d'aspiration sont définies par le NPSH (net positive suctionhead) (Bonvin.J, 2005)

- NPSH disponible est la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe.
- NPSH requis : chaque constructeur possède pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit de la pompe considérée.

NPSH disponible > NPSH requis de quelques décimètres

c) Cavitation des pompes

Condition de non cavitation: La pression absolue soit supérieures à la tension de vapeur saturante.

Cette pression étant mesurable en tout point du circuit, on est donc capable d'estimer la marge que le fluide dispose par rapport à la cavitation, $p_{abs} - p_v(T)$.

Cette quantité variable dans le circuit, est appelée NPSH, (Net Positive Suction Head) (Hauteur de Charge Nette Absolue). Cette valeur traduit l'énergie encore disponible dans le fluide, au-dessus du seuil de tension de vapeur saturante :

C'est une réserve d'énergie. A l'entrée de la pompe, cette quantité va atteindre une valeur minimale. En ce point du circuit (et uniquement), on parle de NPSH disponible.

Cette réserve d'énergie dépend du fluide, et du type d'installation (réseau en aspiration ou en charge).

A l'intérieur de la pompe, l'écoulement perd de sa charge avant de recevoir l'énergie communiquée par la roue. Cette perte de charge $p_o - p_1$ n'est connue que par le fabricant de la pompe et dépend à la fois de la vitesse de rotation et du débit. La quantité $(p_o - p_1)/(\rho g)$ est

désignée sous le nom de NPSH requis, dont le constructeur propose une courbe de NPSH pour différents débits (B.Rouissat, 2015) .

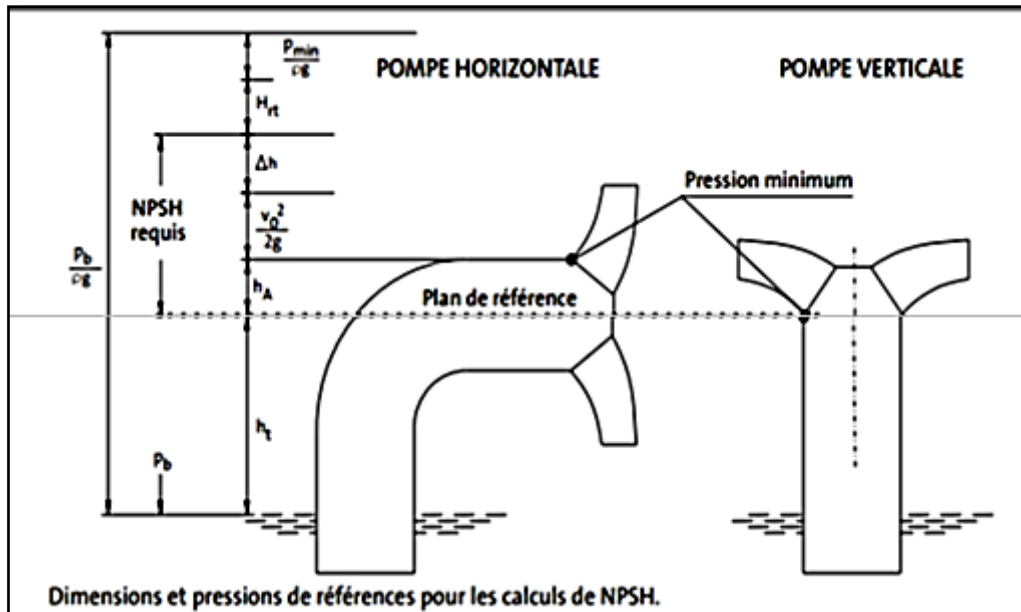


Figure II.22 : Dimensions et pressions de références pour les calculs de NPSH.(Bonvin.J, 2005).

$$NPSH_{Requis} = h_A + \frac{V_0^2}{2g} + \Delta h \dots \dots \dots (II.37)$$

$$NPSH_{Dispo} = \frac{P_b}{\rho g} - H_{rt} - H_t - \frac{P_v}{\rho g} \dots \dots \dots (II.38)$$

- H_t : Hauteur géométrique à l'aspiration,
- h_A : Différence de hauteur entre le plan de référence et le bord de l'aube,
- H_{rt} : Pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration,
- $V_0^2/2g$: Chute de pression due à la vitesse à l'aspiration,
- Δh : Chute de pression locale au bord de l'aube,
- P_b : Pression ambiante au niveau du liquide,
- P_{min} : Pression statique minimum dans la pompe,
- P_v : Pression de vapeur du liquide à la température de pompage.

La capacité d'aspiration NPSH disponible est la charge absolue à l'aspiration (en m)

$$NPSH = H_A = P_{atm} - H_g - J_a \dots \dots \dots (II.39)$$

P_{atm} est la pression atmosphérique (10 m), H_g est la hauteur géométrique d'aspiration et J_a est la perte de charge dans la conduite d'aspiration.

On définit aussi, en fonction du débit, la condition d'apparition de la cavitation, par la mise en vitesse dans la pompe, par NPSH requis. Pour éviter que la cavitation apparaisse, il faut que l'on ait (B.Rouissat, 2015) :

$$NPSH \text{ disponible} > NPSH \text{ requis}$$

$$\text{NPSH (en Pa)} = P_{\text{atm}} - P_v - J_{\text{ASP}} + H_h \dots \dots \dots \text{(II.40)}$$

- NPSH en mètre de colonne d'eau = $(P_{\text{atm}} - P_v - J_{\text{asp}} - H_h) / 9810$,
- P_{atm} = Pression atmosphérique (dépend de l'altitude) en Pa,
- P_v = Pression absolue (Pa) de vaporisation du fluide,
- J_{asp} = Pertes de charge de la conduite d'aspiration en Pa,
- H_h = Charge hydraulique du fluide $H_h(\text{en Pa}) = (9,81 \cdot Z \cdot \rho)$,
- Z = Hauteur géométrique (d'aspiration ou de refoulement ou les deux) en mètre d'eau, Mce.

d) Vitesse de rotation - pompes centrifuges

Si la vitesse de rotation d'une pompe centrifuge passe de n_1 à n_2 tours/min., le débit Q , la hauteur manométrique H_mT et la puissance absorbée P varient dans les rapports suivants :

$$Q_2 = \frac{n_2}{n_1} \cdot Q_1 \dots \dots \dots \text{(II.41)}$$

$$P_2 = \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^3 \cdot P_1 \dots \dots \dots \text{(II.42)}$$

$$H_2 = \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^3 \cdot H_1 \dots \dots \dots \text{(II.43)}$$

Avec :

n_1 et n_2 : Vitesse de rotation en tour/minute

e) Vitesse spécifique n_s

C'est la vitesse à laquelle tournerait une pompe étalon et calculée pour élever un débit de 1 m³/s à une hauteur de 1.0 m.

Elle intervient pour le choix d'un type de pompe. La vitesse spécifique n_s d'une pompe vaut :

$$n_s = n \cdot \left(\frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}}\right) \dots \dots \dots \text{(II.44)}$$

n : Vitesse de rotation en t/min

Q : Débit m³/s

H : Hauteur manométrique totale d'élévation en m

On désigne souvent n_s comme la vitesse de rotation de la pompe.

VI.5.4. Courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe (mis à part la NPSH) sont au nombre de trois. Elles sont établies par le constructeur :

- Courbe débit-hauteur,
- Courbe de rendement,
- Courbe de puissance.

a) Courbe débit-hauteur $H=f(Q)$

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q .

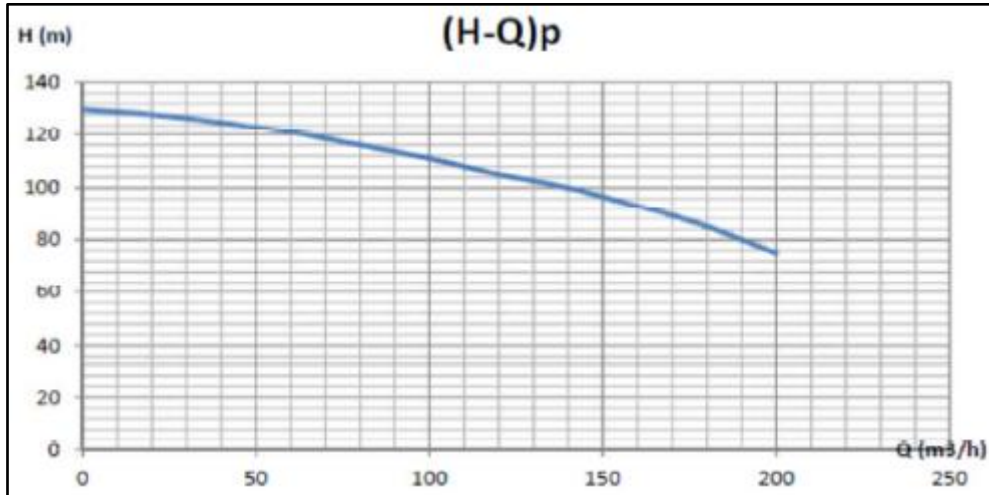


Figure II. 23: Corrélation Débit-Hauteur.

b) Courbe de rendement

Elle présente pour chaque type de pompe un maximum au voisinage duquel il faudra utiliser la pompe. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques.

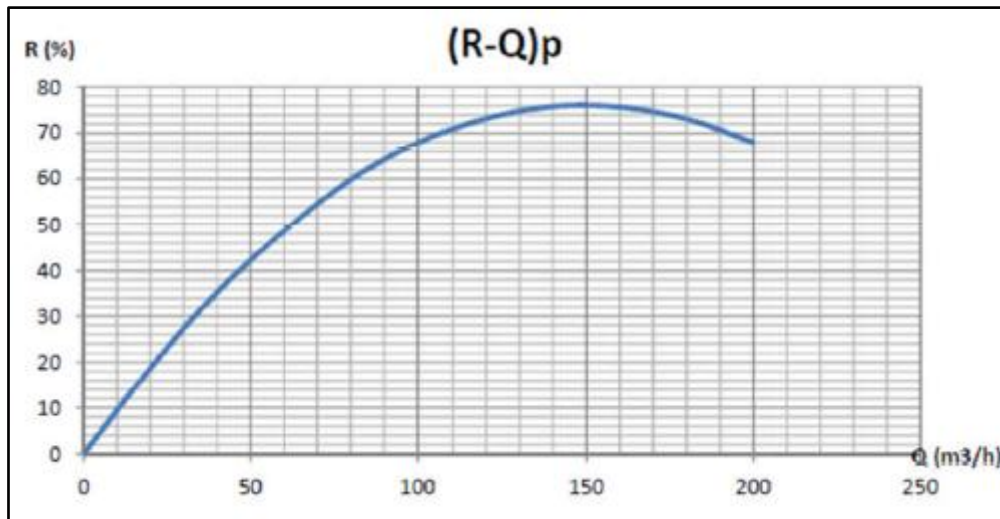


Figure II.24 : Corrélation Rendement-Débit

c) Courbe de puissance. Puissance absorbée par une pompe P(Q)

Cette courbe, fonction du débit, est parabolique. Pour les pompes centrifuges, la concavité de la parabole est tournée vers le bas.

Elle diffère pour les pompes à hélices ou hélico-centrifuges.

La puissance est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique totale d'élévation. (Bonvin.J, 2005).

$$P = \frac{\rho g Q H}{\eta} \dots\dots\dots (II.45)$$

avec :

P [Wh] : Puissance totale consommée,

[kg/m³] : Masse volumique,

Q [m³/s] : Débit,

H [mce] : Hauteur manométrique,

η: rendement total de l'installation avec η :f(η_h, η_t, η_m)

- η_h : rendement hydraulique de la pompe
- η_t : rendement de la transmission
- η_m : rendement du moteur

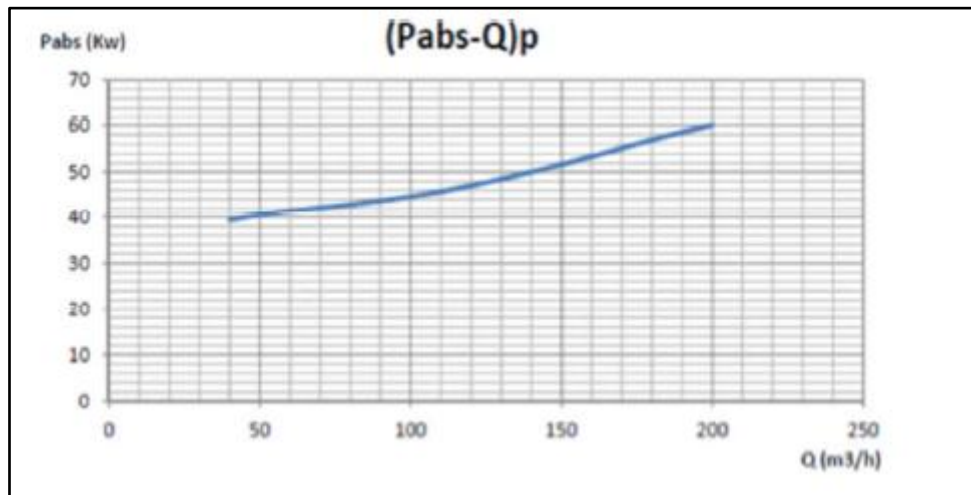


Figure II.25: Corrélation puissance-Débit

d) La courbe des (NPSH)_r

La figure II.27 donne un modèle de courbe (NPSH)_r en fonction du débit Q.

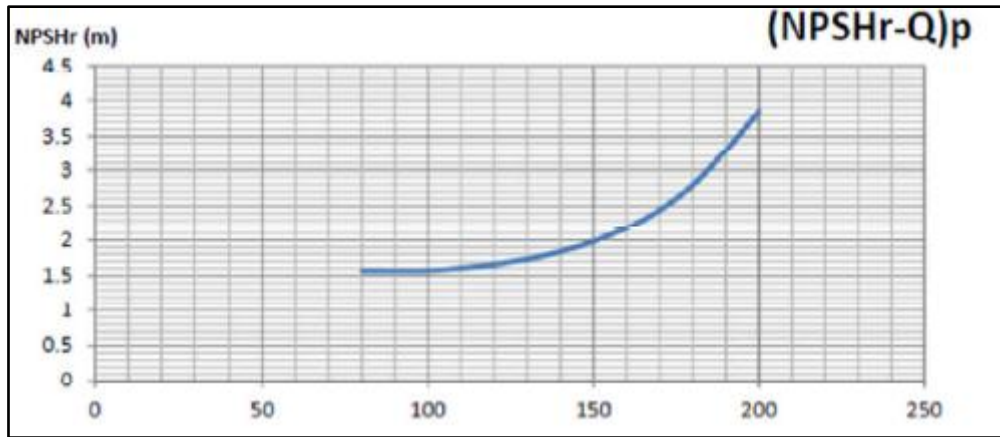


Figure II.26: Corrélation NPSH-Débit

VI.5.5. Point de fonctionnement de la pompe:

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée [H-Q]P et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q]. La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

VI.6.6. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante. (Dupont.A, 1979):

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

Avec:

H_g : Hauteur géométrique (m),

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

$$\Delta h_t = 1.1 \Delta h_p^{lin} \dots \dots \dots \text{(II.46)}$$

Avec :

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

$$h_p^{lin} = \frac{8 \lambda L_{ref} Q^2}{\pi^2 g D_{ec}^{5.3}} \dots \dots \dots \text{(II.47)}$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

L_{ref} : Longueur de la conduite de refoulement (m),

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s),

D_{ec} : Diamètre économique de la conduite de refoulement (m),

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

VI.5.7. Couplage des pompes

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

Le couplage des pompes se fait comme suit:

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant : couplage en parallèle,
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante : couplage en série.

a) Couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

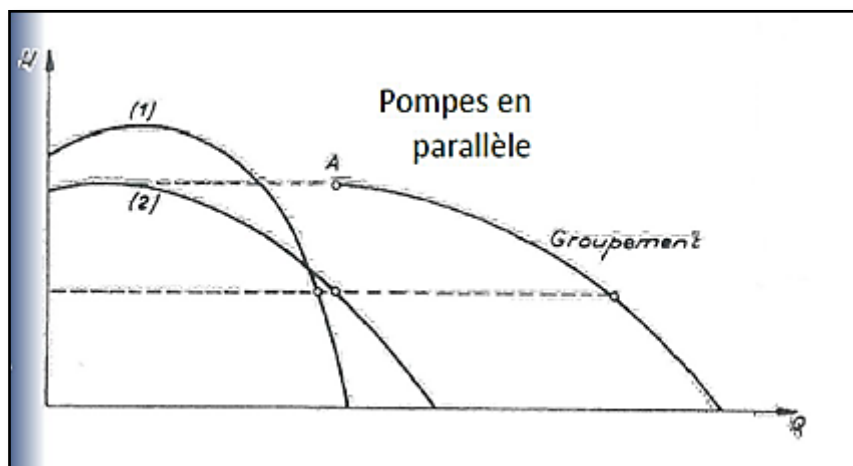


Figure II.27: courbe de couplage des pompes en parallèle.

b) Couplage en série

Pour ce type de couplage, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent (J.Bonvin, 2005).

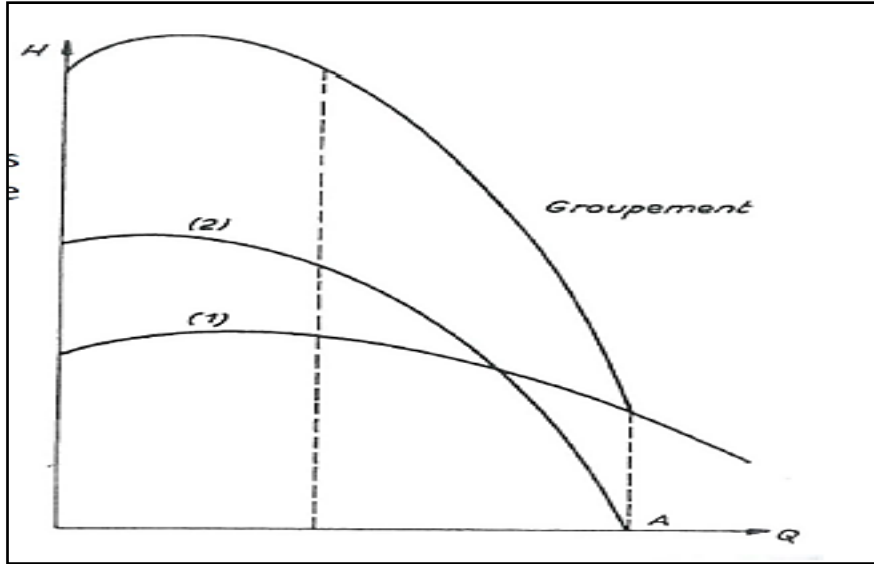


Figure II.28: courbe de couplage des pompes en parallèle.

VII. CONCLUSION

Ce chapitre a été orienté vers l'ensemble des aspects liés aux dimensionnement et conception des transferts d'eau, objet de notre mémoire. il a traité les paramètres et critères hydrauliques servant aux dimensionnement des canalisations de transferts, installations, ouvrages en ligne et protection contre les coups de bélier. Ce chapitre a servi également de base pour la démarche relative aux dimensionnement hydrauliques de notre transfert.

I. INTRODUCTION

La mise en service de la station de dessalement de Honaine a permis le raccordement de cette ressource avec le réservoir 30 000 m³ situé à Lala Setti. A partir de ce réservoir un transfert a été réfléchi pour constituer un appoint en terme de dotation à la zone sud de la wilaya de Tlemcen. Cet appoint peut donc servir à alimenter agglomérations suivantes :

- **Terny Beni hdiel,**
- **Ain Ghoraba,**
- **Beni Bahdel,**
- **Beni Snous,**
- **Azail.**

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres et prévalentes au niveau de la zone à étudier.

Ces caractéristiques vont guider à la mise en place du schéma d'alimentation et sont représentées essentiellement par les caractéristiques des agglomérations concernées.

II. PRESENTATION DE LA STATION DE DESSALEMENT « HONAINE »

Au Nord-Ouest Algérien, la Wilaya de Tlemcen a fait l'objet de l'installation d'une station de dessalement d'eau de mer, dans la région de 'Honaïne'. Sa capacité de production est de 200.000 m³/j, assurant l'approvisionnement en eau potable de 23 communes ainsi que les agglomérations urbaines du Grand-Tlemcen (Tlemcen, Mansourah et Chetouane), soit une population d'environ 555.000 habitants.

La station de dessalement de l'eau de mer de 'Honaïne', est la deuxième station de dessalement dont dispose la wilaya après celle de 'Souk Tleta', entamée en 2006 par le groupement espagnol GEIDA, a été opérationnelle en juillet 2012, avec un montant d'investissement de 250 millions de dollars. (ALLAM, 2012)

La station est située à 60km du chef-lieu de la Wilaya. (OTMANI, 2009)

III. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Notre zone d'étude appelé zone sud de la wilaya de Tlemcen, celle-ci se situe à l'extrémité Nord-ouest de l'Algérie, entre le 34° et 35° 40' de latitude Nord et le 0° 30' et 2° 30' de longitude Ouest (figure III.1).

Géographiquement, Elle est limitée au Nord par la mer méditerranéenne, au Nord-Est par la Wilaya de Ain Temouchent, à l'Est par la Wilaya de Sidi Bel-Abbes, à l'Ouest par la frontière Algéro-Marocaine et au Sud par la Wilaya de Naâma.

La wilaya de Tlemcen occupe une superficie de 9017 km², elle comprend 20 daïras subdivisées en 53 communes.

Les zones qui intéressent notre étude englobent les agglomérations suivantes : Terny Beni Hdiel, Ain Ghoraba, Beni Bahdel, Azail et Beni Snous.(BELHACINI, 2011)

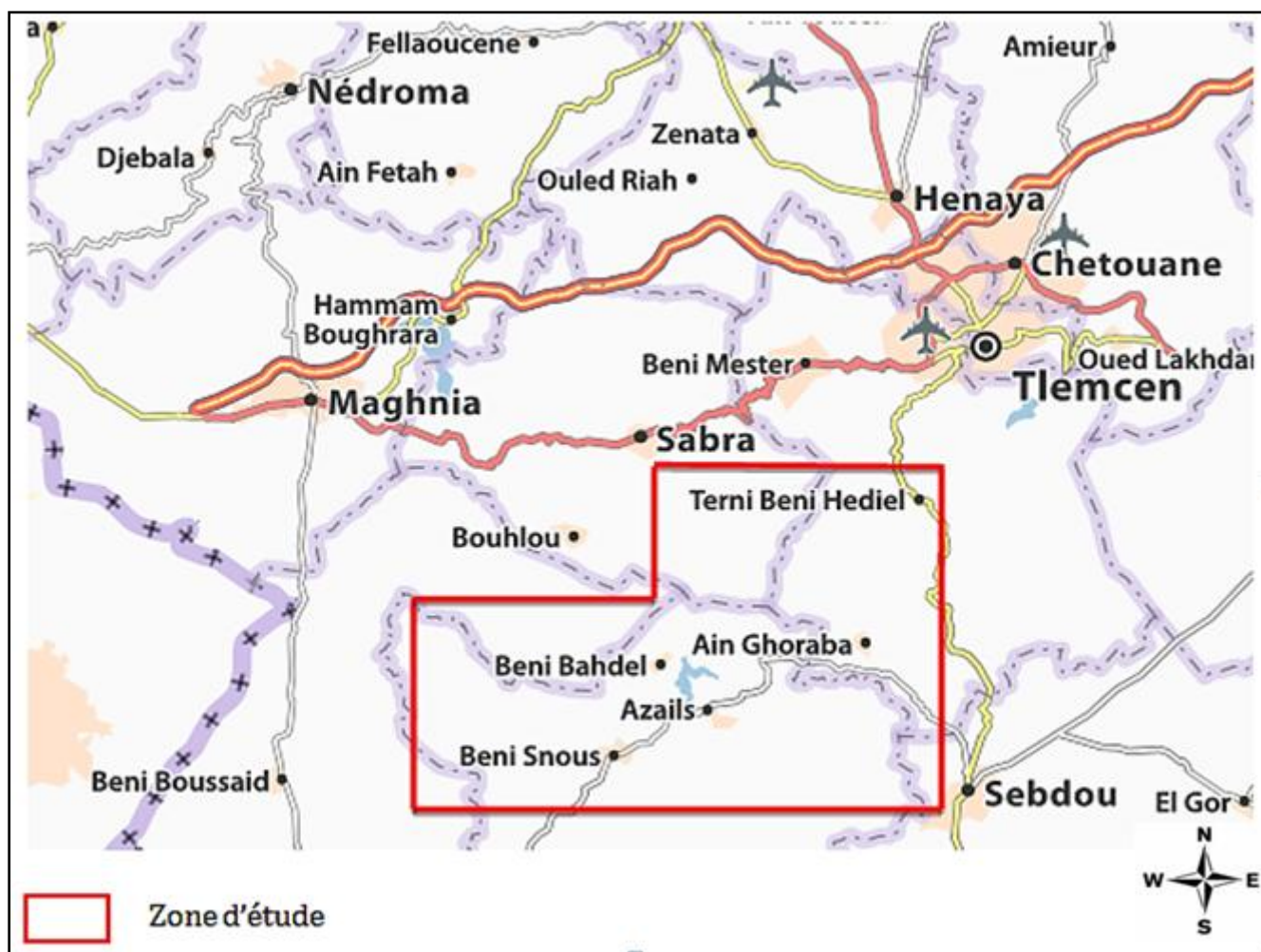


Figure III.1: Limites territoriales de la Wilaya de Tlemcen.

IV. RELIEF ET TOPOGRAPHIE

Le territoire de la Wilaya est réparti en trois grandes zones :

- La zone Nord qui est constituée principalement des monts des Traras, s'étend le long de la cote de mer méditerranéenne
- La zone centrale est répartie en deux sous zones
 - La première regroupe la plus grande partie de la superficie cultivée de la Wilaya (plaines de Maghnia et de Tlemcen).
 - La deuxième sous zone est constituée par les Monts de Tlemcen qui comprennent une chaîne de montagne calcaire orientée du Sud vers l'Ouest et du Nord vers l'Est.
- La zone Sud de la Wilaya, est une zone pastorale et steppique qui s'étend sur le tiers de la superficie de la Wilaya regroupant cinq communes seulement. (BENABDELLAH,2007).

La région sur laquelle porte notre étude se localise dans la partie occidentale de l'Ouest algérien, faisant partie d'un secteur montagneux appelé «Monts' de Tlemcen», particulièrement dans sa partie Sud-Ouest. Les Monts de Tlemcen, sont situés dans la partie occidentale de la chaîne tellienne

Pour notre zone d'étude Le milieu physique, est représentées par plusieurs Djebels et présence de nombreux Talwegs à orientations diverses, détermine une multitude d'exposition. La plupart des terrains sont des hauts piémonts (12,5 à 25%) et des reliefs accidentés représentent une pente supérieure à 25%.(AMMAR,2001).

V. GEOLOGIE

La géologie est à l'origine de la nature lithologique qui constitue un des facteurs déformation du sol et des formes du relief.

Elle occupe une place privilégiée dans le cadre d'une étude du milieu naturel puisque à elles seule reviennent à l'origine des roches mères et des formations superficielles. (BENEST, 1985).

Les principales séries lithologiques reconnus dans la partie sud des monts de Tlemcen sont :

- Mésozoïque (surtout jurassiques),
- Eocènes (secteur El- Aricha),
- Post-éocènes (Néogènes et quaternaires). Toutes les parties centrales de la dépression d'El Aouedj.

Les monts de Tlemcen sont marqués par une succession de grabens et de horsts d'orientation N 50° à NE 70°, limités par une grande faille normale (les rejets peuvent atteindre 500 mètres). Celles-ci ont souvent rejoué en failles inverses lors des mouvements décompression cénozoïques.

La carte géographique de Tlemcen montre que les massifs septentrionaux des Monts de Tlemcen sont constitués essentiellement de roches carbonatées, de marnes d'âge jurassique, ainsi que de dépôts souterrains récents.

Notre secteur d'étude, fait partie des Monts de Tlemcen, qui sont composés principalement de terrain carbonaté d'âge jurassique.

VI. HYDROGRAPHIE

Vu la nature topographique du relief montagneux, la zone d'étude est marquée par un réseau hydrographique important qui est composé lui-même d'Oueds principaux et secondaires. Ces derniers sont alimentés par plusieurs affluents et chaabats, dont on peut citer:

- **A l'Ouest de la Zone d'étude:** Présence de Oued Tafna, qui est le plus important dans la Wilaya de Tlemcen, principale source d'alimentation du barrage Beni Bandel

- **Au Centre de la zone:** Fait partie essentiellement à la commune de Ain Ghoraba, nous avons: Oued Taghrout, Oued Khouche, Oued Essad, Oued Oucif.
- **Et à l'Est de la Zone:** C'est la zone qui se situe entre les deux communes, Ain Ghoraba et celle de Terny qui contient :
 - Oued Chaâbet Hamou et Oued Mouka : Ces deux Oueds sont dirigés vers l'Oued principal de Tasserinramet, qui est lui-même se déverse au barrage de Meffrouche.
 - Oued Nachef : est régularisé par le barrage de Meffrouche. (BENABDELLAH,2007)

VII. CLIMAT

Notre région est sous l'influence du climat méditerranéen, qui est « un milieu transitoire entre la zone tempérée et la zone tropicale, ou c'est le climat subtropical de la façade ouest des continents », ce climat est caractérisé par la clémence des températures, le nombre élevé des jours ensoleillés sans pluies.

Sous ce climat on peut distinguer plus ou moins deux périodes ou saisons différenciées ; un été très sec et très chaud, un hiver pluvieux et très frais. La température annuelle moyenne est de 25 °C, la pluviosité annuelle moyenne est de 600 mm, avec des vents périodiques violents comme le sirocco (un vent chaud et sec qui vient du sud rempli de sable) et le vent de l'Est.

Le climat méditerranéen est connu par son irrégularité, on peut avoir par exemple des années de sécheresse, succédées par des années pluvieuses.(MEROUANE, 2014)

VIII. RESEAUX D'AEP DES AGGLOMERATIONS A DESSERVIR

Le tableau III.1 représente la consistance des réseaux d'AEP dans la zone d'étude.

Tableau III.1 : Consistance des réseaux d'AEP des agglomérations de la zone d'étude.(Direction de la programmation et suivi budgétaire).

Commune	Linéaire réseaux d'AEP (ml)	Taux de raccordement en AEP	Nombre de logements raccordés AEP	Perte physique %
TERNY B HDIEL	10 317	96	2027	14
AIN GHORABA	10 114	92	1987	18
BENI SNOUS	16 492	96	3240	17
BENI BAHDEL	9569	100	1800	13
AZAIL	10 256	96	2015	10

IX. RESEAUX D'ADDUCTION

Le tableau III.2 représente la répartition des réseaux d'adduction dans la zone d'étude.

Tableau III.2: Réseaux d'adduction dans la zone étudié. (Direction de la programmation et suivi budgétaire)

Commune	Nom d'adduction	Système de production	Longueur (ml)	Diamètre mm	Mode de transport de l'eau
TERNIY BENI HDIEL	Système SDEM	SDEM	24 500	315/250/95	Gravitaire
AIN GHORABA	Village Ain Ghoraba	SDEM, forage	13 350	110/200/400	Pompage
BENI SNOUS	Béni snous, El Fahs, Khemis, Menzel O/Moussa, O/Larbi Sidi Larbi, Tagga et Mazer	Forage	21 500	Différents diamètres	pompage
BENI BAHDEL	Carrier, Tassa et kaddara, Carrier, Gaada ,zbair ,O/djelloul, barragz et usine	Forage	9800	102/114/150/160	pompage
AZAIL	Tleta, Zahra et Teffszera	Forage	9000	Différents diamètres	pompage

X. RESSOURCES SUPERFICIELS

Le tableau III.3 représente la répartition des barrages dans la zone sud de la Wilaya de Tlemcen

Tableau III.3: Répartition des barrages dans la zone d'étude. (Direction de la programmation et suivi budgétaire)

Lieu d'implantation	Capacité Hm ³	Volume Hm ³
Barrage Beni Bahdel	56	34.97
Barrage Meffrouche	15	10.84

X.1. Barrage Béni Bahdel

Se trouve au Sud-Ouest, avec un bassin versant de 1016 km², Ses eaux ont été destinées au départ à la mise en valeur de la plaine de Maghnia. La conjoncture climatique a fait que les eaux ont été détournées pour assurer l'A.E.P de la ville d'Oran qui souffrait d'un manque d'eau énorme. Le manque d'eau dans la ville d'Oran est en voie de règlement, particulièrement par l'approvisionnement à partir d'autres sources (autres barrages et station de dessalement des eaux). Une partie des eaux de cette retenue a été réaffectée vers le groupement urbain de Tlemcen.

X.2. Barrage de Meffrouche

Ce barrage à voûtes multiples en béton d'une capacité de 15 millions de mètre cubes pour une superficie de 148 hectares avait pour but essentiel de fournir l'alimentation en eau potable de la ville de Tlemcen avec irrigation de 4500 hectares et de compléter l'alimentation en eau potable de la ville d'Oran venant du barrage des Beni Bahdel à l'époque.

XI. CAPACITE DE PRODUCTION AU NIVEAU DE LA ZONE D'ETUDE

Les communes et les agglomérations de la zone sud de la wilaya sont alimentés seulement par des de forages, Le tableau III.4 résume les productions d'eau et la répartition des forages dans la zone d'étude.

Tableau III.4 : Production en eau potable dans la zone d'étude. (Direction de la programmation et suivi budgétaire)

Commune	Forage		Débit exploité (m ³ /j)	Volume de production (m ³ /j)
	Nombre des forages	Exploités		
TERNIY BENI HDIEL	11	6	4 234	4 260
AIN GHORABA	6	4	3 627	3 629
BENI SNOUS	5	4	2 592	2 592
BENI BAHDEL	3	2	2 592	2 592
AZAIL	4	3	2 160	2 160

XII. OUVRAGE DE STOCKAGE

L'inventaire des ressources en eau a été établi suite aux enquêtes menées auprès de la direction de la programmation et suivi budgétaire (données achevées décembre 2015). Le tableau III.5 résume les capacités des ouvrages de stockage durant l'année 2015 par les différentes ressources disponibles.

Tableau III.5: Inventaire des ouvrages de stockage dans la zone d'étude. (Direction de la programmation et suivi budgétaire)

Commune	Capacité des réservoirs (m ³)	Capacité des châteaux d'eau (m ³)
TERNIY BENI HDIEL	1 550	300
AIN GHORABA	2 350	75
BENI SNOUS	1 750	50
BENI BAHDEL	950	300
AZAIL	100	450

XIII. CONCLUSION

L'objet principal du travail élaboré dans le cadre de ce mémoire est le transfert des eaux du réservoir 30 000 m³ Lala Setti vers les agglomérations de la zone Sus de la wilaya de Tlemcen. Pour des raisons liées à la définition et à la connaissance de la zone d'étude, nous avons abordé dans ce chapitre l'ensemble des caractéristiques des agglomérations concernées par le transfert. Une attention particulière a été accordée à l'aspect au patrimoine hydraulique des agglomérations avec la définition des sources de productions, des réseaux d'eau potable et des ouvrages de stockage. L'estimation des besoins des divers secteurs à une échéance fixée permettra par la suite d'évaluer la balance ressources/besoins et de définir les capacités de transit à adopter pour le futur transfert.

I. INTRODUCTION

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

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui nous entraîne à calculer dans ce chapitre, pour un horizon d'étude s'étalant à 2030.

II. EVOLUTION DE LA POPULATION

Partant de la situation des agglomérations (topographique et urbanistique) qui nous impose de prendre en considération cinq étages d'alimentation avec des densités de populations différentes.

L'horizon d'étude a été fixé en commun accord avec les services de l'hydraulique de la wilaya de Tlemcen pour l'an **2030** concernant les infrastructures existantes et le système d'adduction.

Ainsi en prenant en considération le recensement de **2013** et en tenant compte des taux d'accroissements permettant l'estimation de la population de l'ordre de **3.1 %** qui prendra en charge le développement de la zone Sud de Tlemcen.

Les évolutions de la population seront calculées selon le modèle :

$$P_1 = P_0 (1+x)^t$$

P_1 : Population à l'horizon considéré

P_0 : Population de l'année de référence

x : Taux d'accroissement annuel (%)

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

III. POPULATION ALIMENTEES

Le tableau IV.1 récapitule l'accroissement des populations des différentes agglomérations de la zone sud de la wilaya.

Tableau IV.1 : Population de la zone Sud de Tlemcen.

localités	TERNIY BENI HDIEL	AIN GHORABA	BENI SNOUS	BENI BAHDEL	AZAIL
T.A (%)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
Population 2013	6889	7193	16171	8707	3536
Population 2030	11 575,86	12 086,68	27 172,78	14 630,72	5 941,68

La figure IV.1 illustre l'évolution de la population des agglomérations de la zone sud de la wilaya.

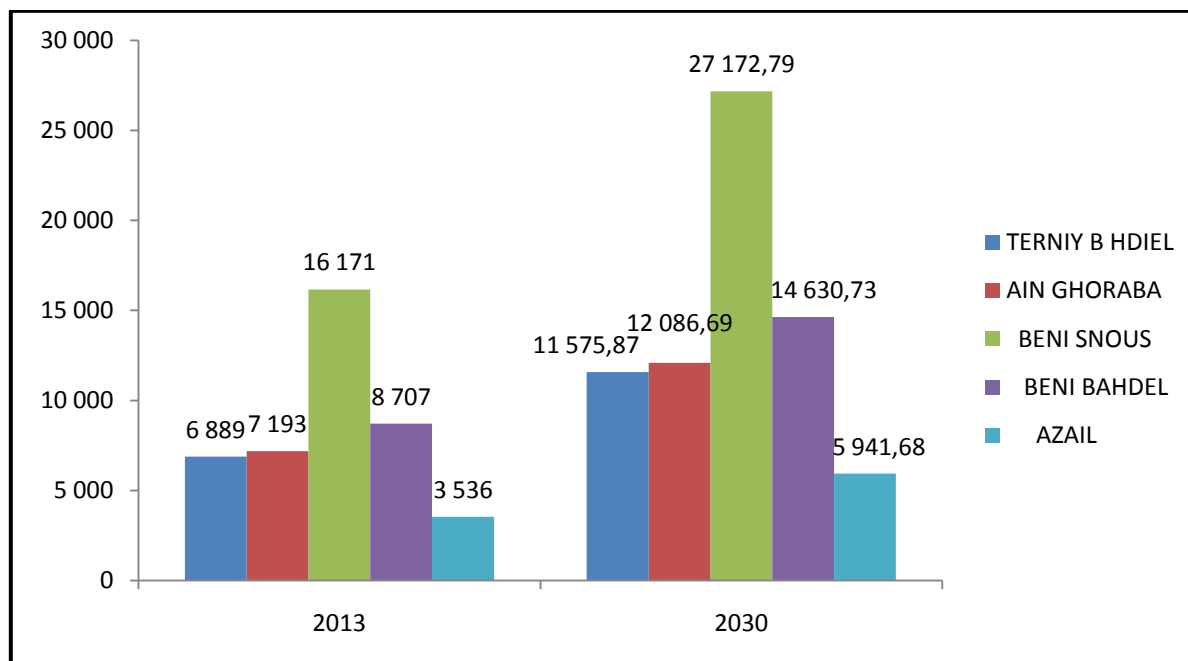


Figure IV.1: Evolution de la population des agglomérations de la zone sud de la wilaya.

IV. BESIIONS EN EAU

IV.1.Dotations unitaires, taux de branchement, et rendements antérieurs :

L'évolution des dotations unitaires est basée sur l'exploitation des données de la production et de consommation par usage (ou par catégorie) enregistrées dans les différentes localités (ou communes) de la zone Sud de la Wilaya de Tlemcen. Les principaux usages identifiés sont, le domestique, l'équipement (commerçant et administrations) et l'industriel. (Sahouli.M, 2004)

IV.1.1.Dotation domestique

Tout d'abord, l'affectation des débits pour chaque localité, est faite sur la base de la population. La dotation moyenne dans la présente étude est de 200 l/j/hab.

IV.1.2.Dotation des équipements et industriels

La dotation des équipements et industriel concerne la consommation des installations administratives et publiques (Ecoles, hopitaux, casernes, municipalités...) et Industriels et des logements non branchés et alimentés.(Sahouli.M, 2004).En absence de données fiables, il a été considéré une dotation des équipements et industries de l'ordre de 10 % des dotations domestiques.

IV.1.3.Taux de branchement

Le taux de branchement est le rapport entre la population branchée au réseau d'alimentation en eau potable et la population totale. Le taux enregistré en 2016 est de 80% au niveau de la zone Sud de la Wilaya de Tlemcen. (Source CTH, 2017)

IV.1.4.Rendement du réseau

Le rendement global du réseau est calculé sur la base du volume produit et du volume consommé.

IV.2.Dotations unitaires, taux de branchement, et rendements futurs

IV.2.1.Dotation unitaire domestique, collective et industrielle

La figure IV.2 donne les pourcentages d'approvisionnement par catégorie d'utilisateur

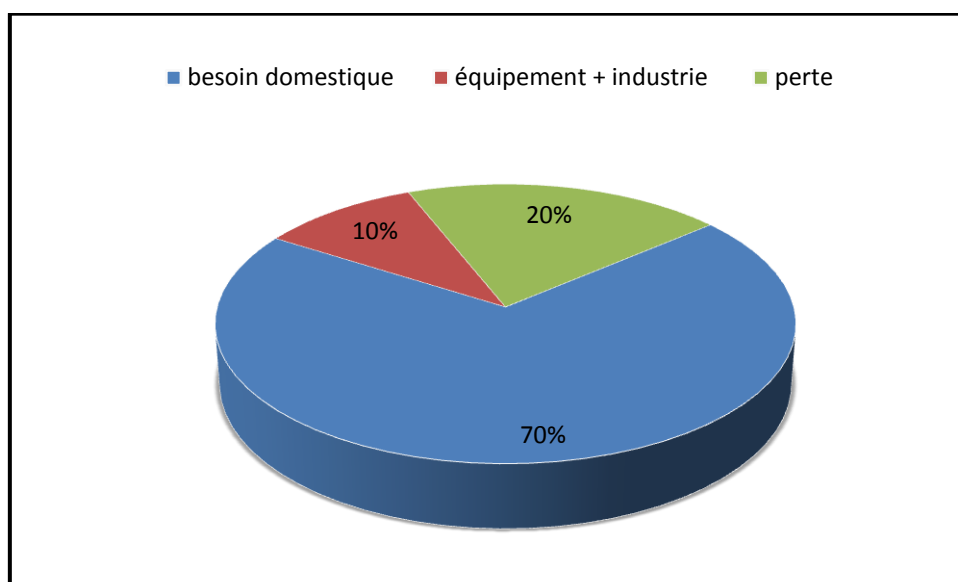


Figure IV.2: Part de l'approvisionnement en eau par catégories d'utilisateur dans la zone d'étude.

Et comme on ne dispose pas de données fiables pour pouvoir établir des estimations crédibles des besoins et des consommations réelles au niveau des usages, il a donc été judicieux de fixer une dotation domestique à l'horizon 2030, qui est de l'ordre de 200 L/j/hab.

IV.2.2.Taux de branchement futur de la population

Le taux de branchement projeté est estimé en se référant aux taux enregistrés en 2013, avec un objectif d'atteindre 100% à l'horizon 2030.

IV.2.3. Besoins en eau futurs:

Les besoins futurs en eau sont évalués sur la base de l'évolution de la population future (*tableau IV.2*) et des paramètres présentés ci-dessus. Il s'agit donc de déterminer en premier lieu les besoins futurs sans pertes (*tableau IV.3*), et en second lieu ceux avec pertes (*tableau IV.4*).

Tableau IV.2: Evolution de la population des différentes communes de la zone Sud de Tlemcen.

Localités	T.A (%)	Pop 2013	Pop 2015	Pop 2020	Pop 2025	Pop 2030
TERNIY B HDIEL	3,10	6 889,00	7 322,74	8 530,35	9 937,11	11 575,87
AIN GHORABA	3,10	7 193,00	7 645,88	8 906,78	10 375,62	12 086,69
BENI SNOUS	3,10	16 171,00	17 189,14	20 023,85	23 326,03	27 172,79
BENI BAHDEL	3,10	8 707,00	9 255,20	10 781,50	12 559,51	14 630,73
AZAIL	3,10	3 536,00	3 758,63	4 378,48	5 100,54	5 941,68

Les résultats du calcul des besoins en eau sans pertes (*tableau IV.3*), ont été obtenues en se basant sur :

- Population 2013,
- Quotas de distribution,
- Coefficient de pointe.

Nous avons estimé les besoins en eau de la population en appliquant la dotation de 200 l/j/hab avec la formule suivante :

$$Q_{moy} = P \cdot \text{dotation}$$

Le débit de pointe journalier correspond aux besoins de la population pendant la journée la plus chargée de l'année, En absence de mesures antérieures des volumes journaliers distribués au cours de ces mois, le coefficient de pointe journalière est évalué en se basant sur l'application de la formule suivante :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

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

D'ou :

$$Q_{max} = K_p \cdot Q_{moy}$$

Tableau IV.3: Besoins en eau sans pertes (m³/j).

Horizons		2 013	2 015	2 020	2 025	2 030
TERNY BENI HDIEL	Besoins MOY	1 515,58	1 611,00	1 876,68	2 186,16	2 546,69
	Kp	1,56	1,56	1,56	1,55	1,55
	Besoins MAX	2 370,70	2 516,85	2 923,32	3 396,14	3 946,20
AIN GHORABA	Besoins MOY	1 582,46	1 682,09	1 959,49	2 282,64	2 659,07
	Kp	1,56	1,56	1,56	1,55	1,55
	Besoins MAX	2 473,14	2 625,67	3 049,90	3 543,40	4 117,52
BENI SNOUS	Besoins MOY	3 557,62	3 781,61	4 405,25	5 131,73	5 978,01
	Kp	1,54	1,54	1,54	1,53	1,53
	Besoins MAX	5 485,54	5 826,15	6 773,80	7 876,68	9 160,31
BENI BAHDEL	Besoins MOY	1 915,54	2 036,14	2 371,93	2 763,09	3 218,76
	Kp	1,56	1,56	1,55	1,55	1,54
	Besoins MAX	2 982,73	3 167,03	3 679,65	4 276,05	4 969,97
AZAIL	Besoins MOY	777,92	826,90	963,26	1 122,12	1 307,17
	Kp	1,59	1,59	1,58	1,57	1,57
	Besoins MAX	1 236,61	1 312,24	1 522,49	1 766,92	2 051,14
total	Besoin MOY	9 349,12	9 937,75	11 576,61	13 485,74	15 709,71
	Besoin MAX	14 548,72	15 447,94	17 949,16	20 859,19	24 245,15

 Tableau IV.4: Besoins en eau avec pertes (m³/j).

Horizons		2013	2015	2020	2025	2030
TERNY BENI HDIEL	Besoins MOY	1 818,70	1 933,20	2 252,01	2 623,40	3 056,03
	Kp	1,56	1,56	1,55	1,55	1,55
	Besoins MAX	2 834,66	3 009,72	3 496,66	4 063,14	4 722,25
AIN GHORABA	Besoins MOY	1 898,95	2 018,51	2 351,39	2 739,16	3 190,89
	Kp	1,56	1,56	1,55	1,55	1,54
	Besoins MAX	2 957,37	3 140,09	3 648,31	4 239,59	4 927,55
BENI SNOUS	Besoins MOY	4 269,14	4 537,93	5 286,30	6 158,07	7 173,62
	Kp	1,54	1,54	1,53	1,53	1,53
	Besoins MAX	6 567,06	6 975,31	8 111,21	9 433,29	10 972,17
BENI BAHDEL	Besoins MOY	2 298,65	2 443,37	2 846,32	3 315,71	3 862,51
	Kp	1,55	1,55	1,55	1,54	1,54
	Besoins MAX	3 567,83	3 788,64	4 402,85	5 117,52	5 949,14
AZAIL	Besoins MOY	933,50	992,28	1 155,92	1 346,54	1 568,60
	Kp	1,58	1,58	1,57	1,57	1,56
	Besoins MAX	1 476,64	1 567,17	1 818,87	2 111,55	2 451,92
Total	Besoin MOY	11 218,94	11 925,30	13 891,93	16 182,89	18 851,65
	Besoin MAX	17 403,56	18 480,93	21 477,91	24 965,10	29 023,02

Nous avons considéré un taux de fuite de 20%, dans les adductions et réseaux de distribution.

Le tableau IV.5 récapitule pour les 05 centres de la zone d'étude, les besoins en eau, les productions disponibles actuellement ainsi que le taux de satisfaction correspondant.

Tableau IV.5 : Besoins en eau avec pertes comparés aux productions (m³/j).

Horizons		2013	2015	2020	2025	2030
TERNY B HDIEL	Besoins MOY	1 818,70	1 933,20	2 252,01	2 623,40	3 056,03
	Besoins MAX	2 834,66	3 009,72	3 496,66	4 063,14	4 722,25
	Production	4 260				
	TS %	150,28	141,54	121,83	104,84	90,21
AIN GHORABA	Besoins MOY	1 898,95	2 018,51	2 351,39	2 739,16	3 190,89
	Besoins MAX	2 957,37	3 140,09	3 648,31	4 239,59	4 927,55
	Production	3 629				
	TS %	122,71	115,57	99,47	85,60	73,65
BENI SNOUS	Besoins MOY	4 269,14	4 537,93	5 286,30	6 158,07	7 173,62
	Besoins MAX	6 567,06	6 975,31	8 111,21	9 433,29	10 972,17
	Production	2 592				
	TS %	39,47	37,16	31,96	27,48	23,62
BENI BAHDEL	Besoins MOY	2 298,65	2 443,37	2 846,32	3 315,71	3 862,51
	Besoins MAX	3 567,83	3 788,64	4 402,85	5 117,52	5 949,14
	Production	2 592				
	TS %	72,65	68,42	58,87	50,65	43,57
AZAIL	Besoins MOY	933,50	992,28	1 155,92	1 346,54	1 568,60
	Besoins MAX	1 476,64	1 567,17	1 818,87	2 111,55	2 451,92
	Production	2 160				
	TS %	146,28	137,83	118,75	102,29	88,09
Total	Besoin MOY	11 218,94	11 925,30	13 891,93	16 182,89	18 851,65
	Besoin MAX	17 403,56	18 480,93	21 477,91	24 965,10	29 023,02
Production insuffisante				Production suffisante		

V. BESOINS EN STOCKAGE ACTUELS ET FUTURS

Pour calculer les besoins en ouvrage de stockage, il est considéré des capacités de l'ordre de 50 % de la consommation maximale journalière.

Tableau IV.6: Évolution de la capacité de stockage des centres en m³.

commune	2013	2015	2020	2030
TERNIY B HDIEL	1500	1600	1800	2100
AIN GHORABA	1500	1600	1900	2200
BENI SNOUS	3300	3500	4100	4800
BENI BAHDEL	1800	1900	2300	2600
AZAIL	800	800	1000	1100

VI. BALANCE DEMANDE-BESOIN

VI.1.Ressource en eau

Le bilan hydraulique a été établi pour Terny Beni Hdiel, Ain Ghoraba, Beni Bahdel, Beni Snous et Azail, en tenant compte de la production totale en eau actuelle et future de ces centres. Cette dernière regroupe tous les forages en exploitation.

VI.2.Besoin en eau

Les besoins en eau de Terny Beni Hdiel, Ain Ghoraba, Beni Bahdel, Beni Snous et Azail par le projet ont été déjà définis. Ces besoins ont été calculés à différentes échéances afin de connaître le déficit engendré par l'évolution de la consommation. Ainsi, nous pourrions déterminer le volume à mobiliser de ces centres, afin de combler ces déficits et d'atteindre l'adéquation Offre /Demande.

VI.3.Bilan hydraulique

Le bilan hydraulique est le déficit qui est la différence entre les besoins et la production, il est résumé dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7: Débits supplémentaires à mobiliser des centres en m³/j.

Horizons		2013	2015	2020	2025	2030
TERNY BENI HDIEL	DEBIT MOY	2441,30	2326,80	2007,99	1636,60	1203,97
	DEBIT MAX	1425,34	1250,28	763,34	196,86	-462,25
AIN GHORABA	DEBIT MOY	1730,05	1610,49	1277,61	889,84	438,11
	DEBIT MAX	671,63	488,91	-19,31	-610,59	-1298,55
BENI SNOUS	DEBIT MOY	-1677,14	-1945,93	-2694,30	-3566,07	-4581,62
	DEBIT MAX	-3975,06	-4383,31	-5519,21	-6841,29	-8380,17
BENI BAHDEL	DEBIT MOY	293,35	148,63	-254,32	-723,71	-1270,51
	DEBIT MAX	-975,83	-1196,64	-1810,85	-2525,52	-3357,14
AZAIL	DEBIT MOY	1226,50	1167,72	1004,08	813,46	591,40
	DEBIT MAX	683,36	592,83	341,13	48,45	-291,92
		Déficit				

La figure IV.3, IV.4, IV.5 et IV.6 récapitulent la balance Production-Besoin à différentes échéances ainsi que les déficits à combler.



Figure IV.3 : Histogramme d'évolution des besoins et de la production de Terny Beni Hdiel.

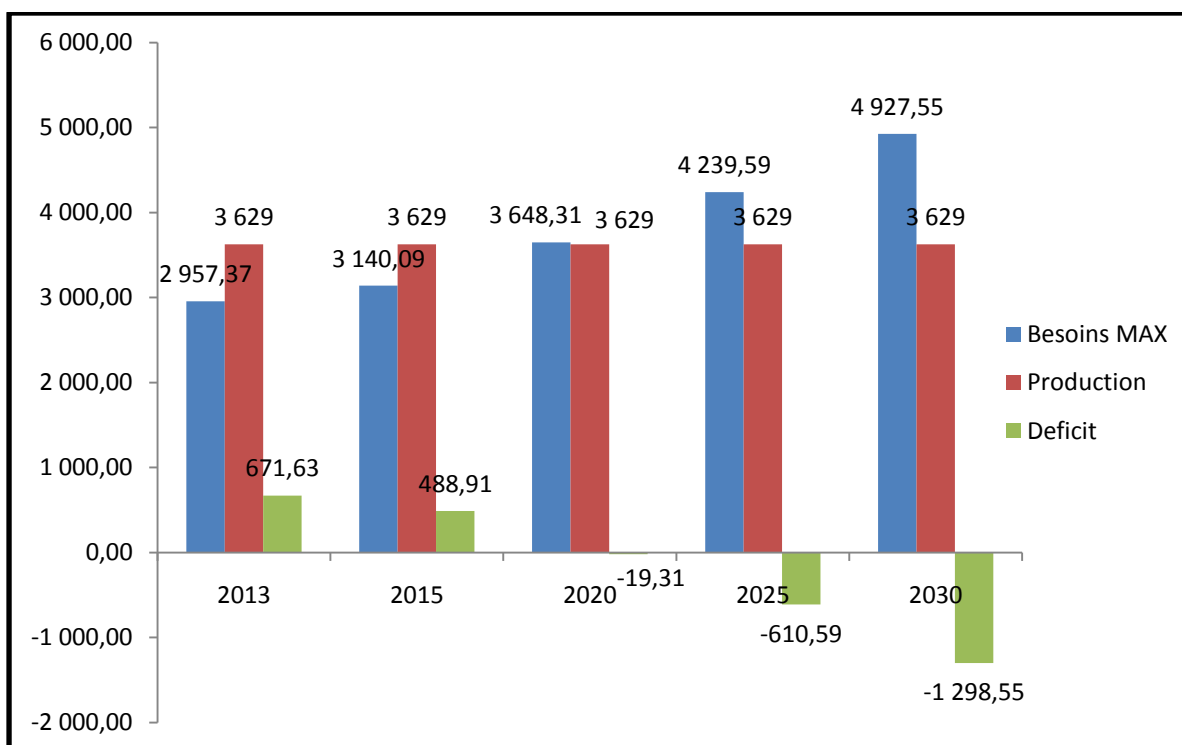


Figure IV.4 : Histogramme d'évolution des besoins et de la production de Ain Ghoraba.

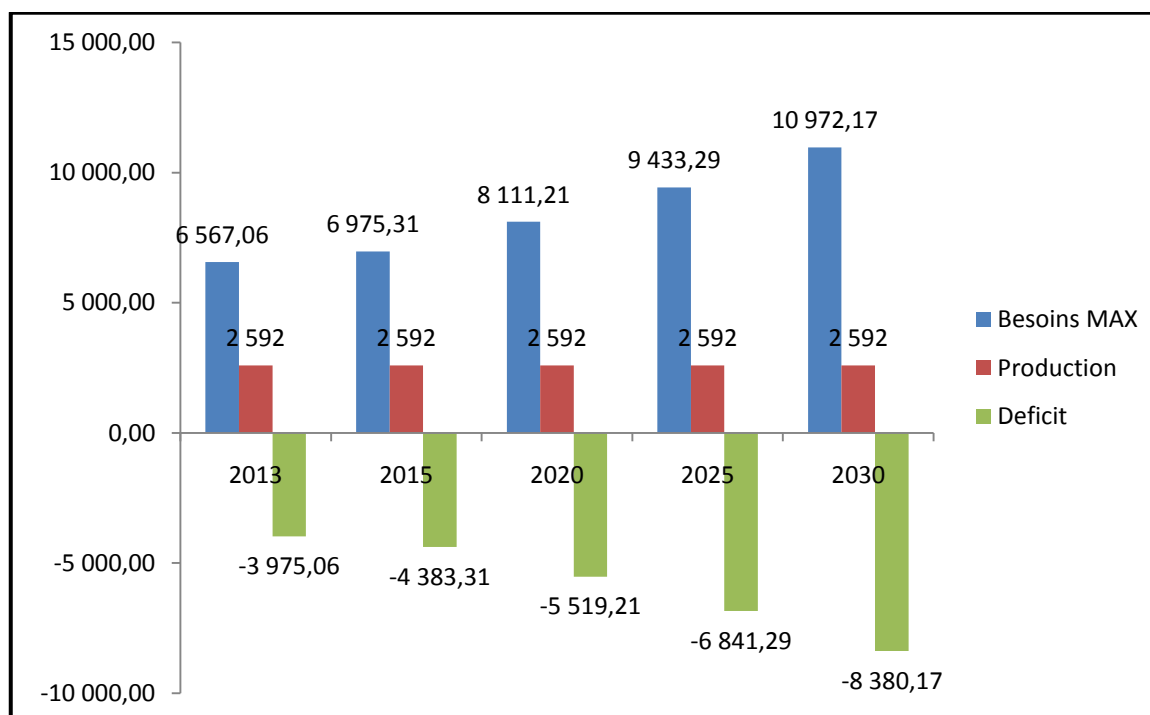


Figure IV.5 : Histogramme d'évolution des besoins et de la production de Beni Snous.

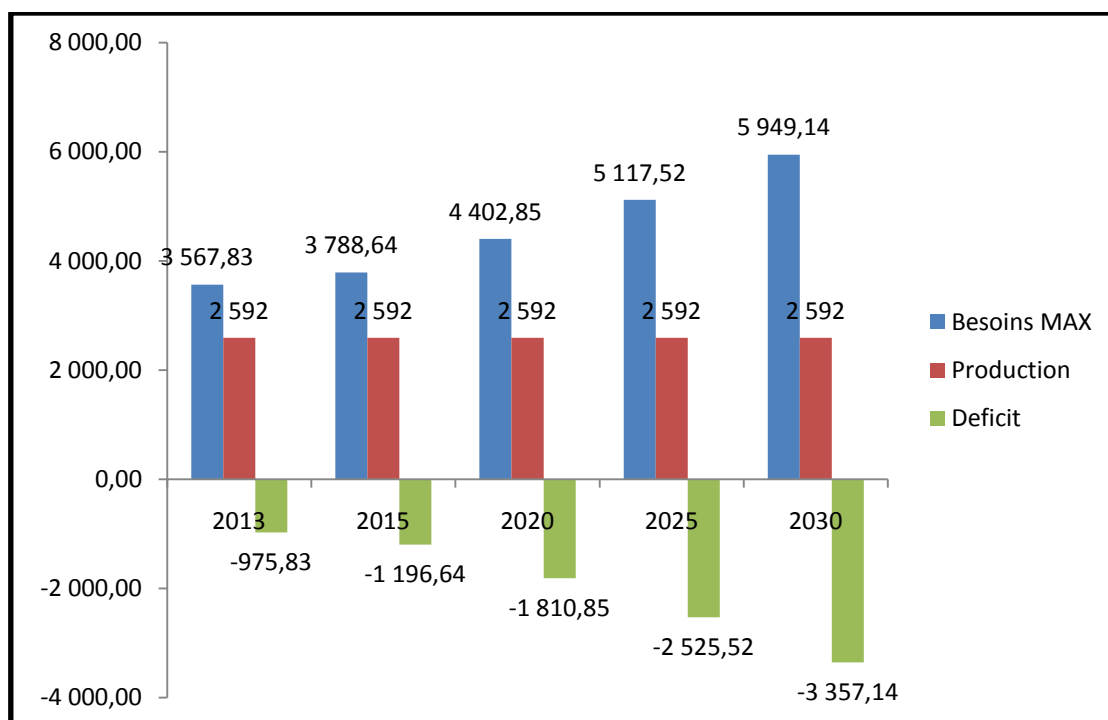


Figure IV.6 : Histogramme d'évolution des besoins et la production de Beni Bahdel.

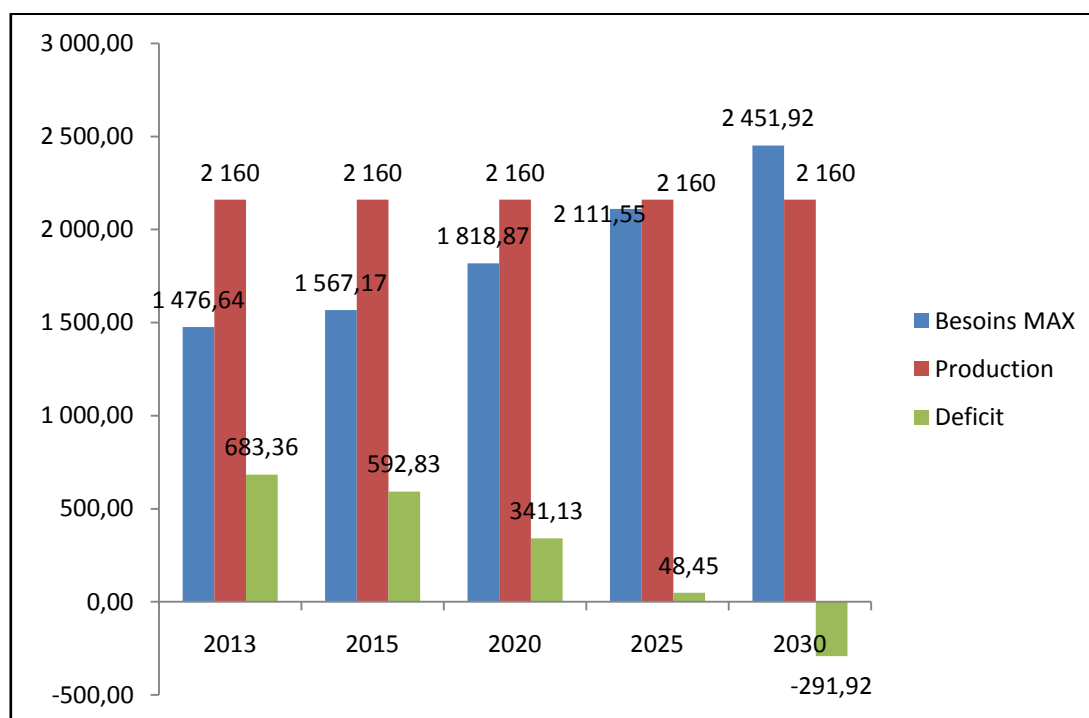


Figure IV.7: Histogramme d'évolution des besoins et la production de Azail.

VII. CONCLUSION

En dressant un bilan entre les productions et les besoins, nous constatons que pour les agglomérations de Beni snous et Beni Bahdel, un écart important est enregistré et que ces agglomérations nécessitent à l'heure actuelle un renforcement en eau potable. Pour les agglomérations de Terny Beni Hdiel et Azail les productions disponibles ne seront suffisantes qu'à l'échéance 2025. En ce qui concerne l'agglomération de Ain Ghoraba, l'écart entre la production et le besoin s'est fait sentir à partir de 2015 et un renforcement en eau potable est obligatoire actuellement.

Aussi, et s'agissant de productions issus d'eaux souterraines pour l'ensemble des agglomérations, le futur transfert permettra un renouvellement de ces ressources dans la mesure où une surexploitation est enregistrée. La nécessité de transférer de nouvelles ressources permet d'atteindre l'adéquation Demande/Besoin.

I. DESCRIPTION SOMMAIRE DU TRANSFERT:

La station de dessalement de Honaine a permis le raccordement de cette ressource avec le réservoir 30 000 m³ de Lala Setti.

La zone sud de la wilaya de Tlemcen utilise pour ses divers besoins en eau potable des ressources locales souvent souterraines. Ces ressources mobilisées par des forages sont exploitées d'une manière intensive pour répondre en permanente évolution. Durant cette dernière période, la station de dessalement de Honaine a été raccordée par une adduction au réservoir 30 000 m³ situé à Lala Setti.

Cette partie de travail étant le noyau du mémoire, vise à élaborer l'ensemble des calculs hydrauliques relatifs au transfert des eaux de réservoir 30 000 m³ vers la zone sud de la wilaya. Cette zone englobe les agglomérations de Terny Beni Hdiel, AinGhoraba, Azail, Beni Bahdel et Beni Snous.

La figure V.1 schématise sommairement les composantes principales du transfert depuis la station de dessalement de Honaine jusqu'à la zone sud de la wilaya.

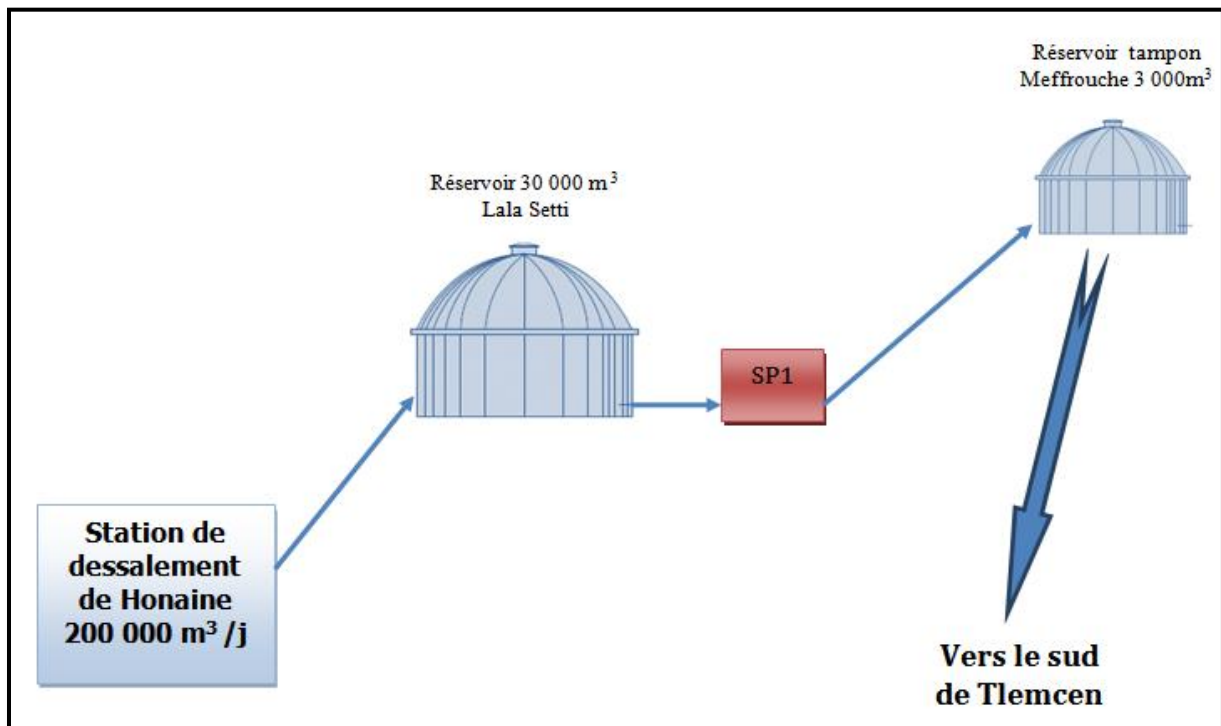


Figure V.1: Schéma sommaire de transfert vers la zone sud de la wilaya.

La position géographique des cinq (5) agglomérations impose au tracé un alignement selon un couloir qui facilitera les différents piquages de desserte vers chacune des agglomérations à alimenter en eau potable.

La figure V.2 donne les principaux tronçons concernés par le transfert à partir du réservoir 30.000 m³ jusqu'aux différentes agglomérations à desservir en eau potable.

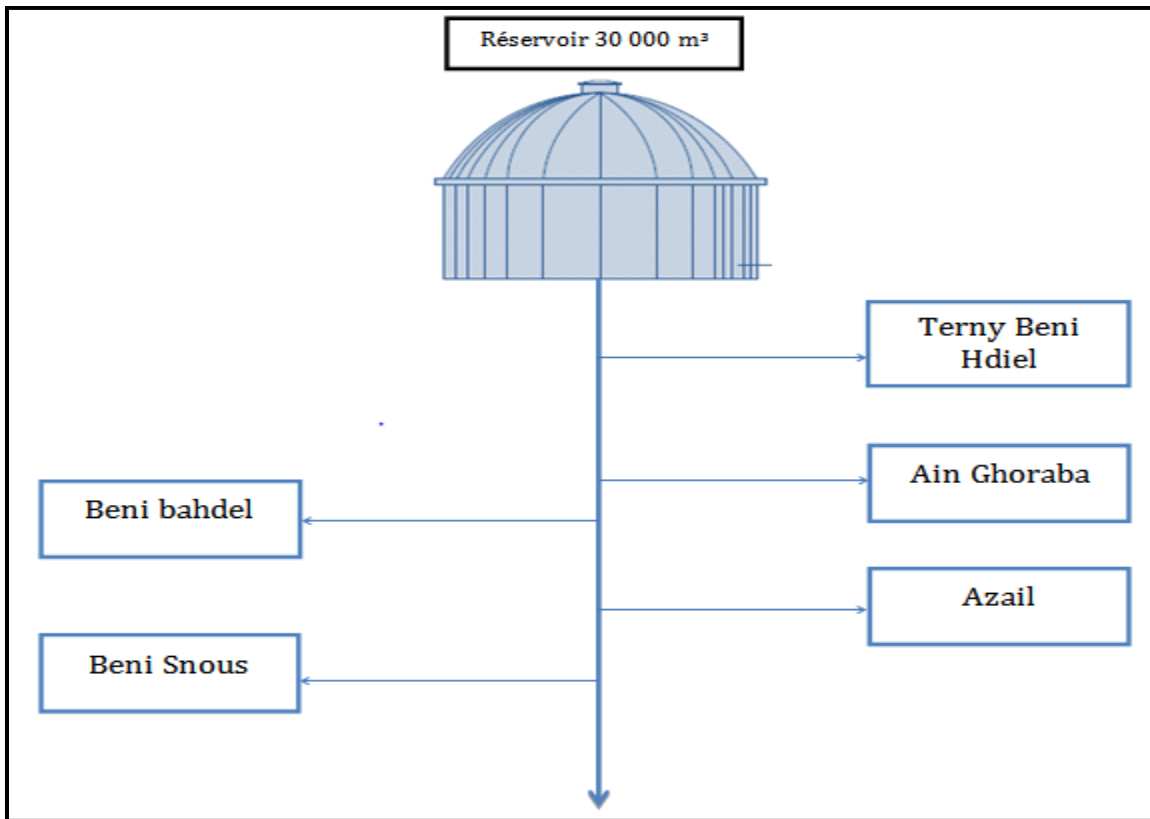


Figure V.2: Schéma sommaire des différentes adductions vers les agglomérations de la zone sud de la wilaya

Sur le fond topographique à l'échelle 1/50 000, il est représenté sous forme sommaire les tracés des différentes adductions du transfert.

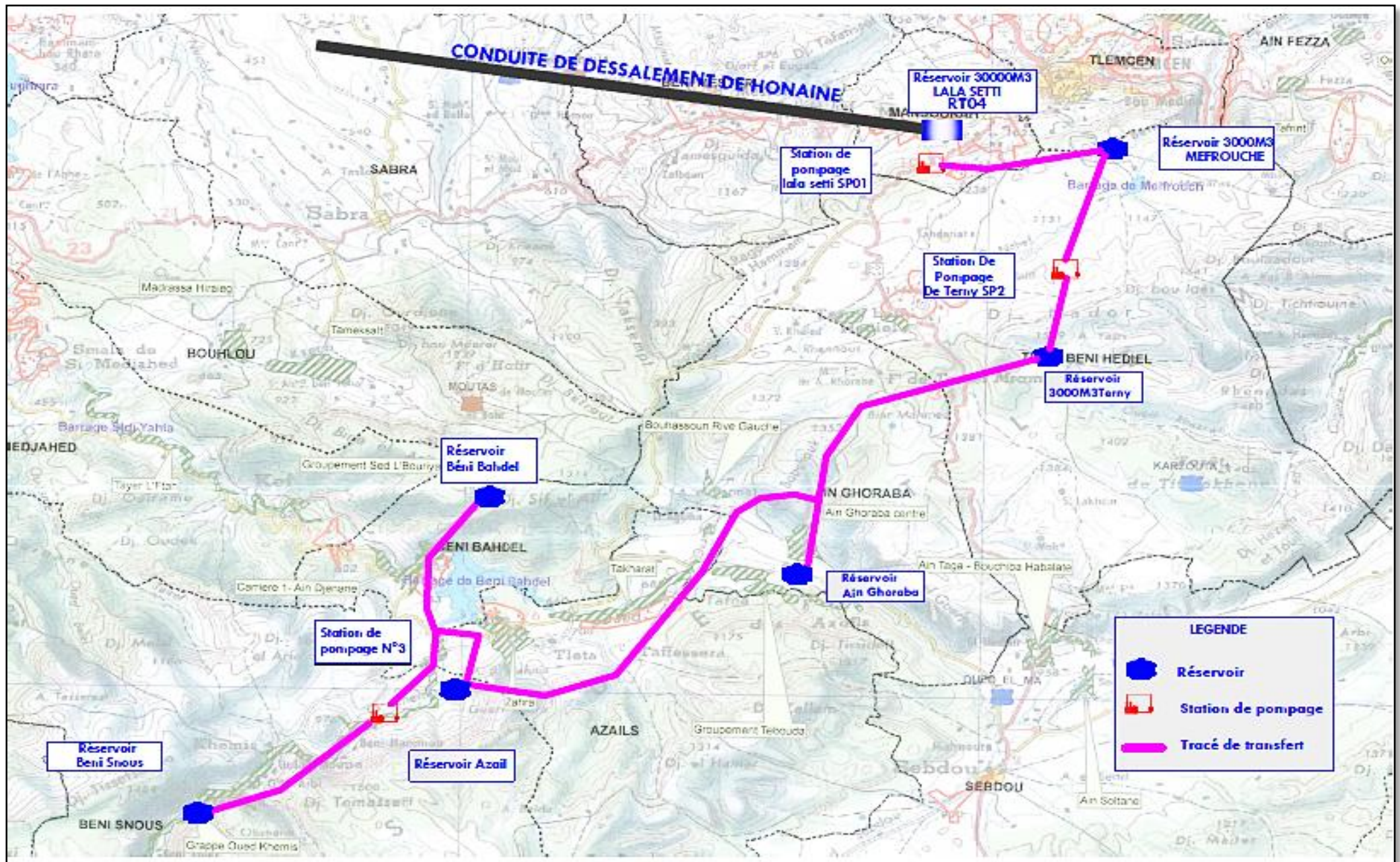


Figure V.3 : tracés des différentes adductions du transfert vers les agglomérations de la zone sud de wilaya.

II. METHODOLOGIE DES CALCULS DES TRANSFERTS

Pour les conduites à écoulement gravitaires, le diamètre est dimensionné de telle sorte que la charge résiduelle soit positive à l'extrémité avale de la conduite. La charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charges linéaires et singulières, doit être supérieure à la côte topographique de l'extrémité avale.

Pour les conduites de refoulement, le choix du diamètre est lié à la consommation d'énergie de la station de pompage. En effet, plus le diamètre de la conduite est réduit, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée sont importantes. Le diamètre optimal du refoulement correspond donc au minimum des charges annuelles d'amortissement et d'exploitation des conduites et des stations de pompages.

Le dimensionnement (à priori) des diamètres des conduites est effectué par l'application des formules de BRESS et BONNIN

À chaque nœud, les calculs sont élaborés sous forme de vitesse d'écoulement, débit et pertes de charge linéaires pour chaque tronçon.

II.1. Diamètres des canalisations

II.1.1. Adductions par refoulement

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, il est souvent considéré les formules approchées suivantes :

- **Formule de BRESSE**

$$D_{\text{éco}} = 1.5 \times \sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{(V.1)}$$

- **Formule de BONNIN**

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{(V.2)}$$

- **Formule de MUNIER**

$$D_{\text{éco}} = (1+0,02n) \cdot \sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{(V.3)}$$

Avec:

Q: débit en m³/s.

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots \dots \dots \text{(V.4)}$$

V: Vitesse d'écoulement en m/s,

S : Section de la conduite en m^2 ,

D : Diamètre de la conduite en m.

Le calcul des diamètres économiques pour les tronçons de refoulement est obtenu en calculant le bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. Les différentes étapes d'élaboration du bilan se résument en ce qui suit :

a) Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge et de la hauteur géométrique

$$HMT = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots (V.5)$$

H_g : la hauteur géométrique en m,

ΔH_t : la perte de charge totale en m.

b) Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement en (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$F_{\text{amor}} = P_c \times A \dots \dots \dots (V.6)$$

P_c : le prix de la conduite en DA,

A : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante:

$$A = \left(\frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \times 100 \dots \dots \dots (V.7)$$

Avec :

i : Taux d'annuité annuel, $i = 10 \%$,

n : Nombre d'années d'amortissement, $n = 17$ ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal à:

$$A = 12.67\%$$

c) Frais d'exploitation

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

$$F_{\text{ex}} = E \cdot e \dots \dots \dots (V.8)$$

E: Energie consommée par la station de pompage en KWh,

e: Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ, pour notre cas on considère le prix moyen unitaire $e = 7 \text{ DA/KWH}$

i. Energie consommée par la station de pompage

Le calcul sera établi pour deux durées de pompage :

- $t_1 = 12 \text{ h}$,
- $t_2 = 24 \text{ h}$,

$$E = P \cdot t \cdot 365 \dots \dots \dots \text{ (V.9)}$$

E : Energie consommée en KWh,

t : Nombre d'heures de pompage par jour,

P : Puissance de la pompe en KW.

ii. Puissance absorbée par la station de pompage

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

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot HMT \cdot Q}{\eta \cdot 1000} \dots \dots \dots \text{ (V.10)}$$

η : Rendement de la pompe en (%), on considère $\eta=80\%$,

Q : Débit refoulé par la pompe en m^3/s ,

g : Force de la pesanteur (9.81 m/s^2),

HMT : Hauteur manométrique totale de la pompe en mce.

II.1.2. Adductions gravitaires

Pour les conduites gravitaires, on utilise l'équation de continuité : $Q = V \cdot S$

$S = Q / V$ On considère une vitesse $V = 1 \text{ m/s}$, Valeur de la vitesse souvent recommandée pour les adductions.

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \text{ et } Q = \frac{\pi D^2}{4} \text{ pour une vitesse } V=1 \text{ m/s}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \dots \dots \dots \text{ (V.11)}$$

II.2. Vitesse d'écoulement dans les conduites

Dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites et d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau, la vitesse d'écoulement sera limitée à 2 m/s pour les tuyaux de diamètres inférieurs à 1000 mm et à 3 m/s pour les diamètres supérieurs (DN >1000 mm). Afin d'éviter les phénomènes de dépôts continus des conduites, la vitesse minimale d'écoulement doit être supérieure ou égale à 0,5 m/s. (Bonvin.J, 2005).

II.3. Pertes de charges

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires,
- Les pertes de charge singulières.

II.3.1. Pertes de charges linéaires

La perte de charge linéaire (J) le long d'une conduite lors du transport d'un débit constant Q, la formule usuellement utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de **DARCY-WEISBACKH**:

$$\Delta H_{lin} = Lj = \lambda \frac{LV^2}{D 2g} \dots \dots \dots \text{(V.12)}$$

Avec :

L: la longueur totale de la conduite en m,

D : Diamètre intérieur de la conduite en m,

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

V : Vitesse moyenne dans la conduite en m/s,

λ : Coefficient de perte de charge donné par la formule de Karman Nikuradse (pour un régime turbulent rugueux).

$$\lambda = \left[\frac{1}{1.74 + 2 \text{Log} \left(\frac{D}{2K} \right)} \right]^2 \dots \dots \dots \text{(V.13)}$$

Avec :

D : Diamètre de la canalisation en m.

II.3.2. Pertes de charges singulières

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires dans le cas du présent transfert.

$$\Delta H_S = 0,15 \cdot \Delta H_L \dots \dots \dots \quad (\text{V.14})$$

II.4. Protection des canalisations contre le coup de bélier

Pour la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, l'utilisation de la méthode de VIBERT est déconseillée puisque son champs d'application est limité aux hypothèses suivantes :

- $Q < 30 \text{ l/s}$
- $L \leq 1.2 \text{ km}$

Dans le calcul de la protection des conduites de transfert vers la zone sud de la wilaya, le choix de la méthode est orienté vers celle de PUNCH et MEUNIER

On doit étudier le dimensionnement du réservoir anti-bélier afin que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas d'arrêt brusque et total de la station de pompage.

Pour l'étude de ce phénomène, on commence par le calcul de la vitesse de propagation des ondes (célérité), notée 'a' en m/s, nous utiliserons la relation transformée suivante :

$$a = [9900 / (48,3 + K \cdot D / e)^{1/2}] \dots \dots \dots \quad (\text{V.15})$$

Avec :

K : Dépend de la nature de la conduite, (Fonte ductile $K=0.59$, PEHD $K=83$),

e : Epaisseur de la conduite en mm,

D : Diamètre de la conduite en m.

II.4.1. Etude de la dépression

Pour l'étude de la dépression et le calcul de U_0 (volume d'air), nous utilisons la méthode de PUNCH et MEUNIER, qui utilise trois (3) nombres adimensionnels :

- **K** : qui caractérise les pertes de charges,

$$K = (H_{\text{abs}} - H_0) / H_0 \dots \dots \dots \quad (\text{V.16})$$

Avec :

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue, ($H_{abs} = H_{MT} + 10$) en (m),

H_0 : Pression statique absolue, ($H_0 = H_G + 10$) en (m).

- **A** : qui caractérise la conduite de refoulement,

$$A = a \cdot V_0 / (g \cdot H_0) \dots \dots \dots \text{(V.17)}$$

Avec :

a : Célérité en m/s,

V_0 : Vitesse dans la conduite en régime permanent en m/s.

- **B** : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier,

$$B = V_0^2 \cdot L \cdot s / (g \cdot H_{abs} \cdot U_0) \dots \dots \dots \text{(V.18)}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite en m,

s : Section de la conduite en m^2 ,

U_0 : Volume d'air du ballon anti-bélier en régime permanent en m^3

Ayant calculé K et A , nous superposerons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil. La valeur de B sera ainsi déterminé pour calculer le volume de l'air U_0 .

Puis on détermine le volume maximal de l'air U_{max} qui correspond à la plus faible pression lu sur le graphique P_{mini} par:

$$P_{mini} \cdot U_{max}^{1,2} = H_{abs} \cdot U_0^{1,2} \dots \dots \dots \text{(V.19)}$$

Si nous voulons qu'il reste encore 20 % d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume τ égal à :

$$\tau = U_{max} + (20\% \cdot U_{max}) \dots \dots \dots \text{(V.20)}$$

II.4.2. Etude de la surpression

Pour le calcul de la surpression, nous nous servons de l'abaque de DUBIN et GUENEAU.

D'après les nombres adimensionnels calculés A et B, nous lisons dans l'abaque :

- ✓ $\alpha V_0^2 / H_0$: axe des abscisses,
- ✓ P_{\max} / H_0 : axe des ordonnées.

La canalisation de branchement entre le ballon et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens ballon-conduite, by-passée par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum d est calculé par la formule suivante :

$$\alpha = [(D^2/(0,6.d^2))-1]^2 / 2.g \dots \dots \dots \text{ (V.21)}$$

III. CHOIX DU TYPE DE CANALASITATION

III.1. critère de choix

Le choix du type de canalisation a été arrêté en prenant en considération le critère de la pression, puisque la zone de transfert présente des terrains rocheux et donc non agressifs.

Deux types de canalisations ont été choisis pour le transfert en fonction des pressions enregistrées dans le profil piézométrique et en tenant compte des pressions limitées pour les conduites PEHD :

- Fonte ductile : hautes pressions,
- PEHD : pression modérées.

III.2. caractéristiques des matériaux pour les canalisations

Pour le présent transfert, nous considérons les paramètres servant aux calculs hydrauliques en l'occurrence :

III.2.1. Coefficient de rugosité des canalisations

Pour la fonte ductile et le PEHD, il a été considéré des rugosités respectives $K_1 = 1.5\text{mm}$ et $K_2 = 0.01\text{mm}$

III.2.2. Epaisseurs des canalisations

Les épaisseurs des canalisations, notamment en PEHD varient en fonction du diamètre. A titre d'exemple :

- PEHD (400 mm) : $e = 36.3\text{ mm}$,
- PEHD (630 mm) : $e = 57.2\text{ mm}$,
- Fonte ductile (600 mm) : $e = 10\text{ mm}$.

VI. CARACTERISTIQUES DES TRONCONS D'ADDUCTION DES TRANSFERT

Le tableau V.1 récapitule les caractéristiques des différents tronçons du transfert.

Tableau V.1: Caractéristiques des différents tronçons du transfert

Adduction	N° de tronçon	Type d'écoulement	Cotes (m)	Hauteur géométrique (m)	Type de conduite
SP1-Meffrouche	1	Refoulement	579.92 – 739.84	159.92	Fonte ductile
Meffrouche-SP2	2	Gravitaire	739.84 - 594.93	144.91	PEHD
SP2-Terny	3	Refoulement	594.93 – 730.49	135.66	PEHD
Terny-PR1	4	Gravitaire	730.49 - 604	126.49	Fonte ductile
PR1-Ain Ghoraba	5	Gravitaire	604 – 423.63	180.37	Fonte ductile
PR1-Azail	6	Gravitaire	604 – 530.22	93.78	Fonte ductile
Azail-PR2	7	Gravitaire	530.22 – 485	45.2	Fonte ductile
PR2-Beni Bahdel	8	Gravitaire	485 – 450	35	Fonte ductile
PR2-SP3	9	Gravitaire	485 – 463.96	21.04	Fonte ductile
SP3-Beni Snous	10	Refoulement	463.96 – 686.29	222.33	PEHD
SP: station de pompage PR: point de ramification					

V. DEBITS, DIAMETRES ET VITESSES DES ADDUCTIONS

En fonction des besoins des différents agglomérations il a été défini les débits des transferts des tronçons d'adduction. Les diamètres et les vitesses au niveau de chaque tronçon ont été calculés et figurent sur le tableau V.2

Page initiale

Tableau V.2 : Caractéristiques hydraulique pour les tronçons de transfert

Tronçons gravitaires					
Tronçons	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (m)	D _{normalisé} (mm)	
Réservoir Meffrouche - SP2	0.25	1	0.56	600	
Réservoir Terny –PR1	0.215	1	0.52	630	
PR1 – Réservoir Ain Ghoraba	0.04	1	0.23	250	
PR1 – Réservoir Azail	0.175	1	0.47	500	
Réservoir Azail – PR2	0.155	1	0.44	500	
PR2 – Réservoir Beni Bahdel	0.045	1	0.24	250	
PR2 – SP3	0.11	1	0.37	400	
Tronçons refoulement					
Tronçons	Q (m ³ /s)	D _{Bonin} (m)	D _{Bress} (m)	D _{normalisé} (mm)	V (m/s)
SP1 – Réservoir Meffrouche	0.25	0.5	0.75	600	0.88
SP2 – Réservoir Terny	0.25	0.5	0.75	500	1.27
SP3 – Réservoir Beni Snous	0.11	0.33	0.5	400	0.88

VI.DIMENSIONNEMENT DES ADDUCTIONS

VI.1. Tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche

La figure V.4 récapitule le schéma du tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche

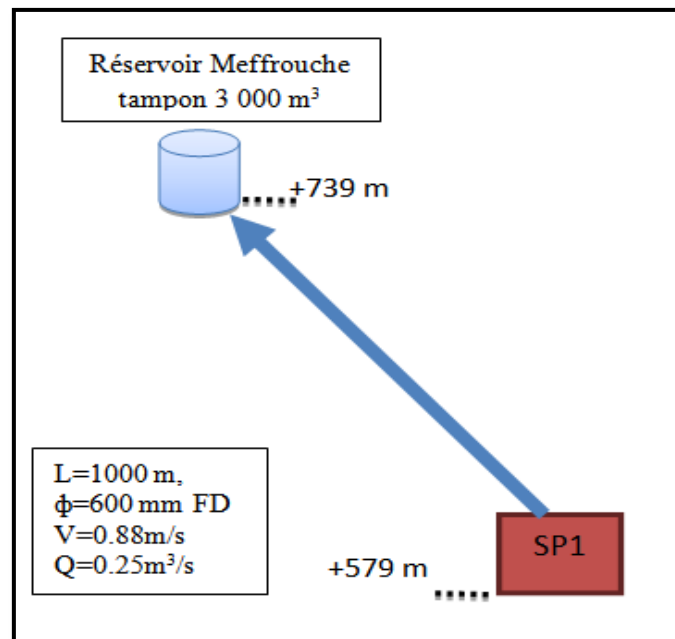


Figure V.4: Schéma global du tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche

Le calcul hydraulique de ce tronçon est consigné sur le tableau V.3.

Tableau V.3: Calcul des paramètres hydrauliques : tronçon SPI – Réservoir Meffrouche

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L (m)	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
600	0,25	0,88	0,0144	1 000	0,96	0,14	1,10	578,82	739,84	-161,02

VI.1.1. Calcul de la hauteur manométrique totale

Tableau V.4 : Calcul des pertes de charge totales et des HMT pour différents diamètres : tronçon SPI – Réservoir Meffrouche

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L (m)	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Hg (m)	HMT (m)
400	0,25	1,99	0,0157	1 000	7,91	1,19	9,09	159,92	169,01
500	0,25	1,27	0,0149	1 000	2,47	0,37	2,84	159,92	162,76
600	0,25	0,88	0,0144	1 000	0,96	0,14	1,10	159,92	161,02
700	0,25	0,65	0,0139	1 000	0,43	0,06	0,49	159,92	160,41
800	0,25	0,50	0,0135	1 000	0,21	0,03	0,25	159,92	160,17

VI.1.2. Frais d'amortissement

Tableau V.5 : Calcul des frais d'amortissement : tronçon SPI – Réservoir Meffrouche

D	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{amor} (DA)
400	1 000	8 500	8 500 000	1 062 500
500	1 000	12 000	12 000 000	1 500 000
600	1 000	14 000	14 000 000	1 750 000
700	1 000	19 000	19 000 000	2 375 000
800	1 000	22 000	22 000 000	2 750 000

VI.1.3. Frais d'exploitation

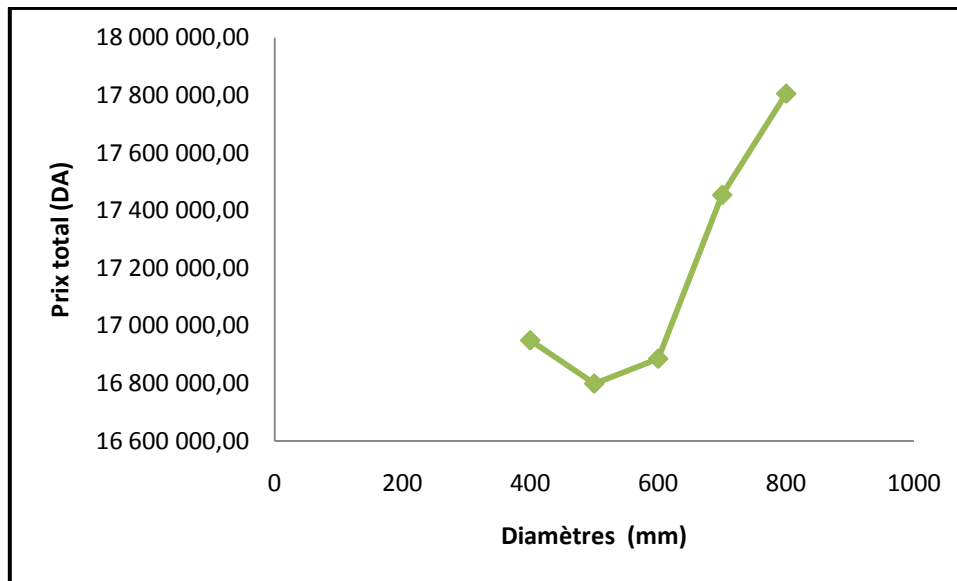
- 1^{er} cas : durée de pompage t= 12h

Tableau V.6: Calcul des frais d'exploitation : tronçon SPI – Réservoir Meffrouche ($t= 12h$)

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	e (DA)	F _{ex} (DA)
400	518,13	2 269 426,16	7	15 885 983,10
500	498,96	2 185 456,05	7	15 298 192,38
600	493,62	2 162 067,09	7	15 134 469,62
700	491,76	2 153 926,78	7	15 077 487,44
800	491,01	2 150 615,70	7	15 054 309,92

Tableau V.7: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation- tronçon SPI – Réservoir Meffrouche($t= 12h$)

D (mm)	F _{amor} (DA)	F _{ex} (DA)	Total (DA)
400	1 062 500	15 885 983,10	16 948 483,10
500	1 500 000	15 298 192,38	16 798 192,38
600	1 750 000	15 134 469,62	16 884 469,62
700	2 375 000	15 077 487,44	17 452 487,44
800	2 750 000	15 054 309,92	17 804 309,92

**Figure V.5:** Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique : tronçon SPI – Réservoir Meffrouche. ($t= 12h$)

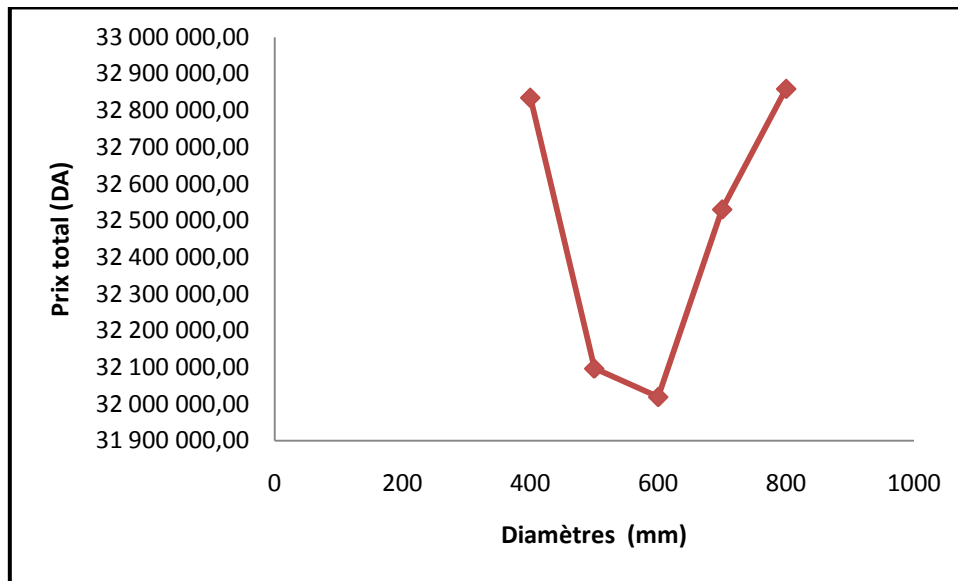
- 2^{ème} cas : durée de pompage $t= 24h$

Tableau V.8: Calcul des frais d'exploitation - tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche($t= 24h$)

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	e (DA)	F _{ex} (DA)
400	518,13	4 538 852,32	7	31 771 966,21
500	498,96	4 370 912,11	7	30 596 384,76
600	493,62	4 324 134,18	7	30 268 939,24
700	491,76	4 307 853,55	7	30 154 974,88
800	491,01	4 301 231,41	7	30 108 619,84

Tableau V.9: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation : tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche($t= 24h$)

D (mm)	F _{amor} (DA)	F _{ex} (DA)	Total (DA)
400	1 062 500	31 771 966,21	32 834 466,21
500	1 500 000	30 596 384,76	32 096 384,76
600	1 750 000	30 268 939,24	32 018 939,24
700	2 375 000	30 154 974,88	32 529 974,88
800	2 750 000	30 108 619,84	32 858 619,84

**Figure V.6:** Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique : tronçon SP1 – Réservoir Meffrouche($t= 24h$)

VI.2. Tronçon Réservoir Meffrouche - SP2

La figure V.7 récapitule le schéma global du tronçon Réservoir Meffrouche - SP2

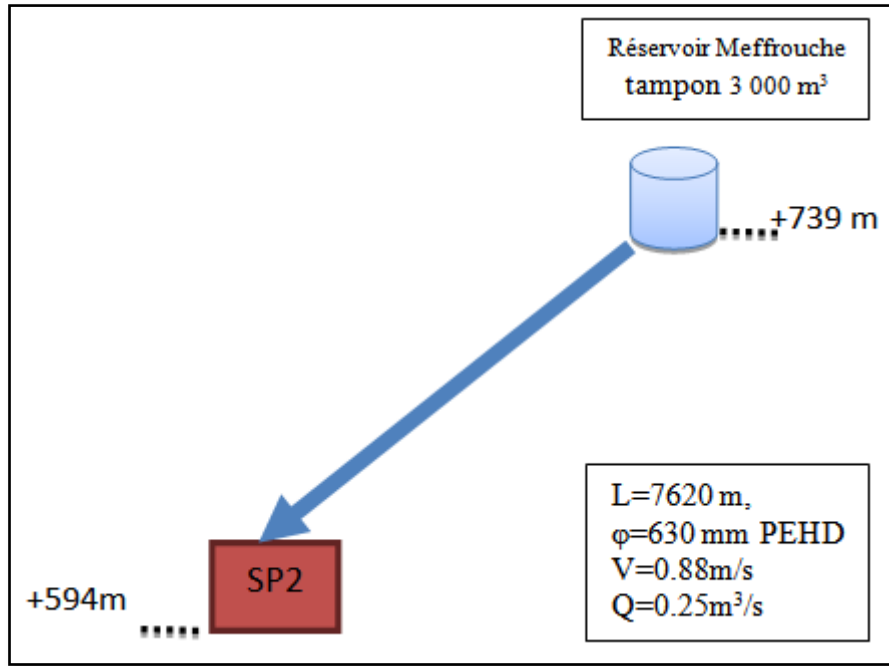


Figure V.7: Schéma global du tronçon Réservoir Meffrouche - SP2

De la même manière, les calculs hydrauliques du tronçon Réservoir Meffrouche - SP2 Sont récapitulés sur le tableau V.10

Tableau V.10: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon Réservoir Meffrouche - SP2

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	λ	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
0,25	0,63	1	7 620	0,0087	5,66	5,81	11,47	728,37	594,93	133,44

VI.3. Tronçon SP2 – Réservoir Terny

La figure V.8 récapitule le schéma global du tronçon Réservoir SP2 – Réservoir Terny.

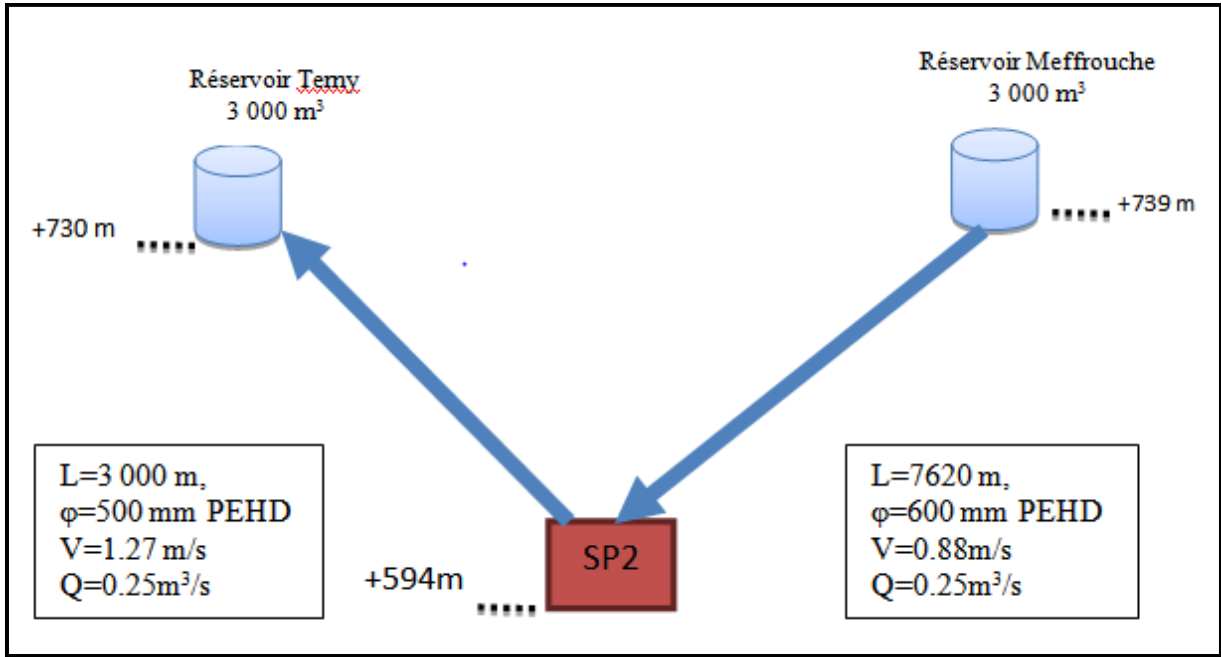


Figure V.8: Schéma global du tronçon Réservoir SP2 – Réservoir Terny.

Tableau V.11: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon SP2 – Réservoir Terny

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L (m)	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
500	0,25	1,27	0,0090	3 000	4,47	0,67	5,14	723,23	730,49	-7,26

VI.3.1. Calcul de la hauteur manométrique totale

Tableau V.12 : Calcul des pertes de charge totales et des HMT pour différents diamètres : Tronçon SP2 – Réservoir Terny

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L (m)	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Hg (m)	HMT (m)
400	0,25	1,99	0,0093	3 000	14,16	2,12	16,28	135,56	151,84
500	0,25	1,27	0,0090	3 000	4,47	0,67	5,14	135,56	140,70
630	0,25	0,80	0,0087	3 000	1,36	0,20	1,56	135,56	137,12
710	0,25	0,63	0,0085	3 000	0,73	0,11	0,84	135,56	136,40
800	0,25	0,50	0,0083	3 000	0,40	0,06	0,45	135,56	136,01
900	0,25	0,39	0,0082	3 000	0,22	0,03	0,25	135,56	135,81

VI.3.2. Frais d'amortissement

Tableau V.13 : Calcul des frais d'amortissement : TronçonSP2 – Réservoir Terny

D	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F_{amor}(DA)
400	3 000	8 500	25 500 000	3 187 500
500	3 000	10 000	30 000 000	3 750 000
630	3 000	12 000	36 000 000	4 500 000
700	3 000	15 000	45 000 000	5 625 000
800	3 000	16 500	49 500 000	6 187 500
900	3 000	19 000	57 000 000	7 125 000

VI.3.3. Frais d'exploitation

- 1^{er} cas : durée de pompage $t= 12h$

Tableau V.14: Calcul des frais d'exploitation : TronçonSP2 – Réservoir Terny ($t= 12h$)

D (mm)	P (KW)	E(KWh)	e (DA)	F_{ex} (DA)
400	465,50	2 038 868,59	7	14 272 080,13
500	431,34	1 889 257,31	7	13 224 801,15
630	420,36	1 841 155,68	7	12 888 089,75
710	418,15	1 831 517,93	7	12 820 625,50
800	416,97	1 826 325,01	7	12 784 275,05
900	416,33	1 823 546,94	7	12 764 828,61

Tableau V.15: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation: TronçonSP2 – Réservoir Terny($t= 12h$)

D	F_{amor} (DA)	F_{ex} (DA)	Total (DA)
400	3 187 500	14 272 080,13	17 459 580,13
500	3 750 000	13 224 801,15	16 974 801,15
630	4 500 000	12 888 089,75	17 388 089,75
710	5 625 000	12 820 625,50	18 445 625,50
800	6 187 500	12 784 275,05	18 971 775,05
900	7 125 000	12 764 828,61	19 889 828,61

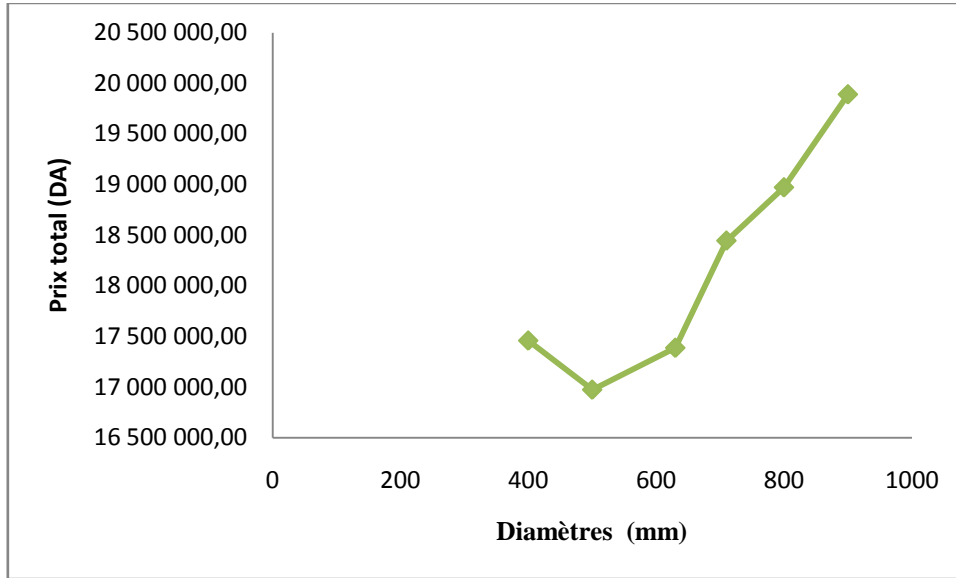


Figure V.9: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique- : TronçonSP2 – Réservoir Terny(t= 12h)

- 2^{eme} cas : durée de pompage t= 24h

Tableau V.16: Calcul des frais d'exploitation - : TronçonSP2 – Réservoir Terny(t= 24h)

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	e (DA)	F _{ex} (DA)
400	465,50	4 077 737,18	7	28 544 160,26
500	431,34	3 778 514,61	7	26 449 602,30
630	420,36	3 682 311,36	7	25 776 179,50
710	418,15	3 663 035,86	7	25 641 250,99
800	416,97	3 652 650,01	7	25 568 550,10
900	416,33	3 647 093,89	7	25 529 657,22

Tableau V.17: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation: TronçonSP2 – Réservoir Terny(t= 24h)

D	F _{amor} (DA)	F _{ex} (DA)	Total (DA)
400	3 187 500	28 544 160,26	31 731 660,26
500	3 750 000	26 449 602,30	30 199 602,30
630	4 500 000	25 776 179,50	30 276 179,50
710	5 625 000	25 641 250,99	31 266 250,99
800	6 187 500	25 568 550,10	31 756 050,10
900	7 125 000	25 529 657,22	32 654 657,22

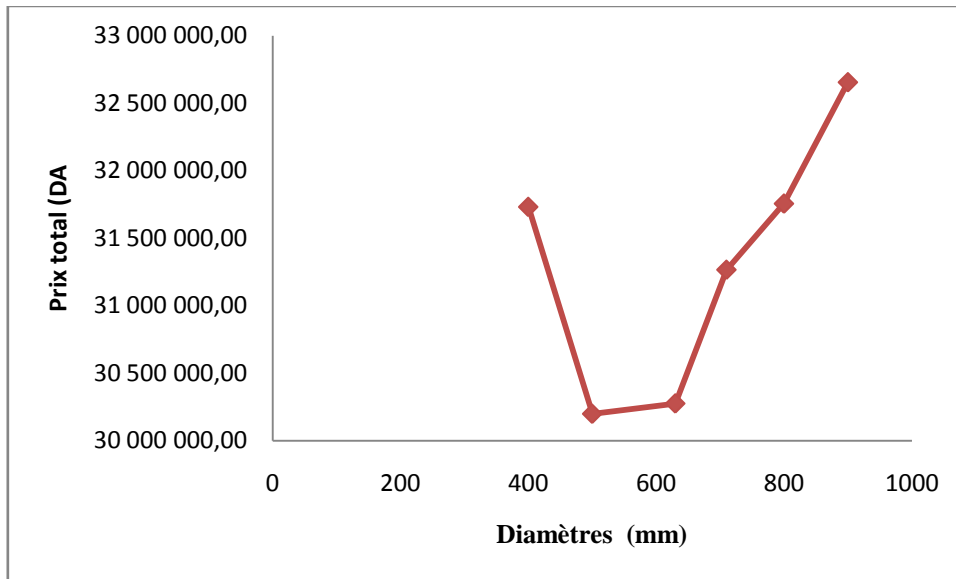


Figure V.10: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique: TronçonSP2 – Réservoir Terny(t= 24h)

VI.4. Tronçon Réservoir Terny –PR1

La figure V.11 récapitule le schéma global du tronçon : Réservoir Terny –PR1

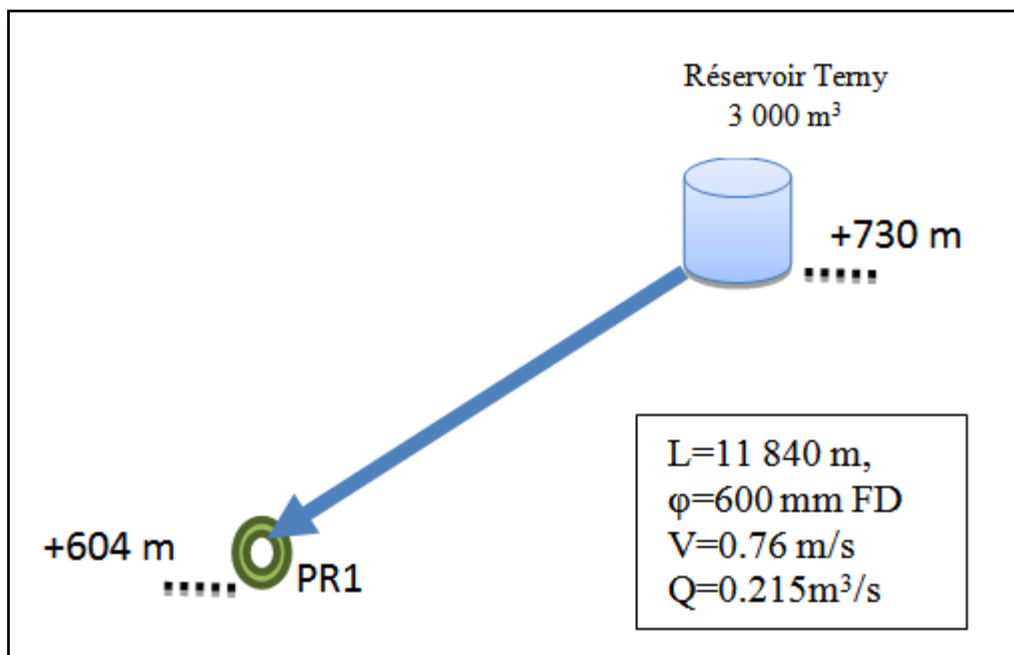


Figure V.11: Schéma global du tronçon Réservoir Terny –PR1

Tableau V.18: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon - Réservoir Terny –PR1

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	λ	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
0,215	0,60	1	11 840	0,0144	14,45	2,17	16,62	713,87	604	109,87

VI.5. Tronçon PR1– Réservoir Ain Ghoraba

La figure V.12 récapitule le schéma global du tronçon : PR1– Réservoir Ain Ghoraba

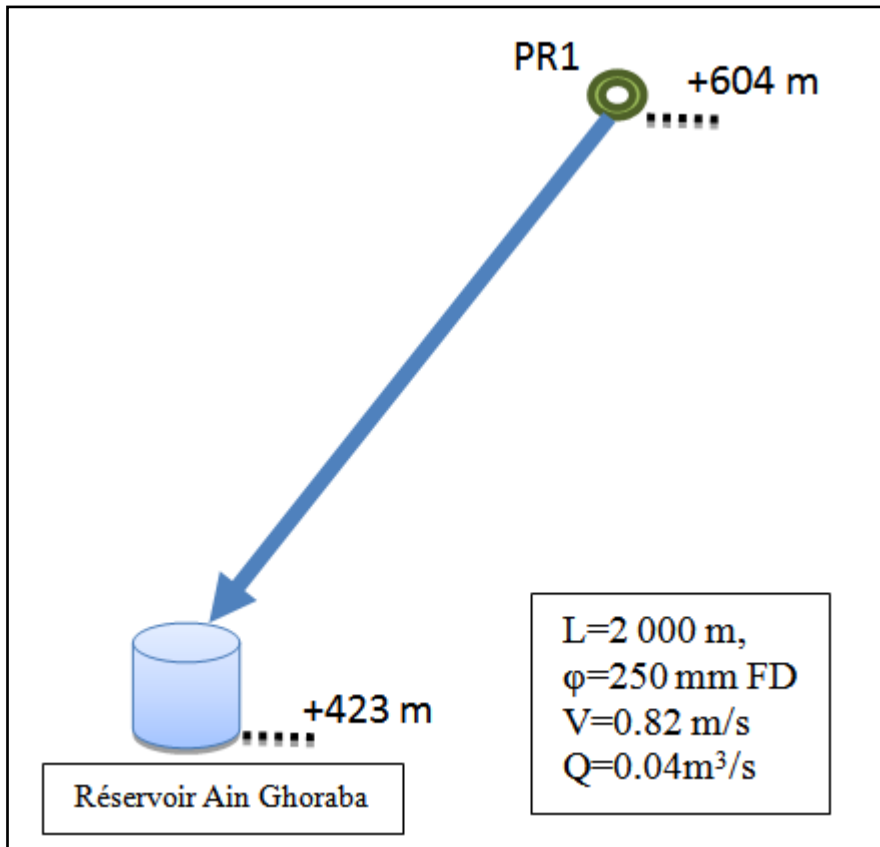


Figure V.12: Schéma global du tronçon PR1 – Réservoir Ain Ghoraba

Tableau V.19: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon PR1 – Réservoir Ain Ghoraba

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	λ	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
0,04	0,25	1	2 000	0,02	6,85	1,03	7,88	705,99	423,63	282,36

VI.6. Tronçon PR1 – Réservoir Azail

La figure V.13 récapitule le schéma global du tronçon PR1 – Réservoir Azail

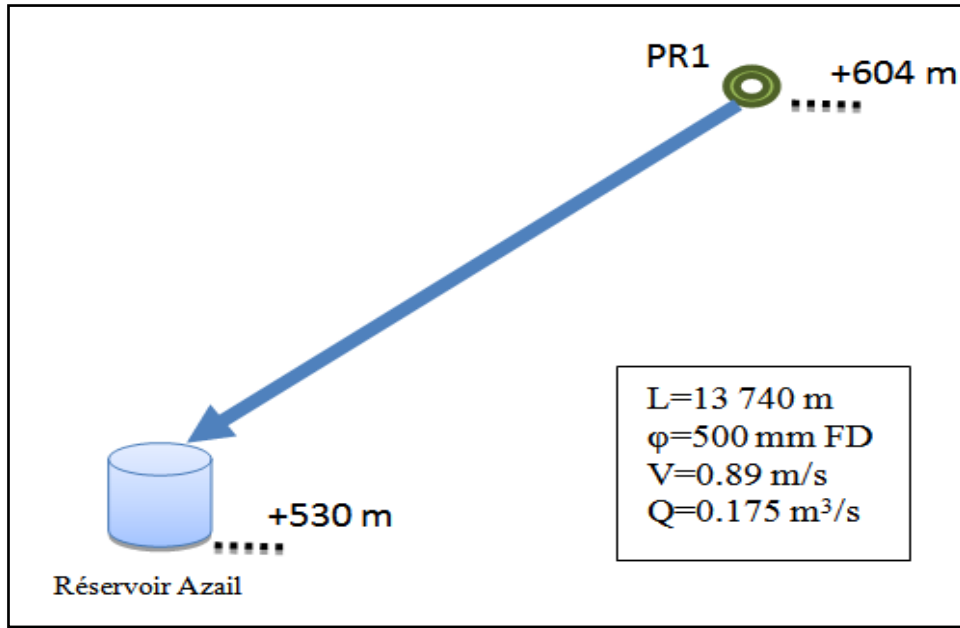


Figure V.13: Schéma global du tronçon PR1 – Réservoir Azail

Tableau V.20: Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon PR1 – Réservoir Azail

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	λ	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
0,175	0,5	1	13 740	0,0198	27,69	4,15	31,84	682,03	530,22	151,81

VI.7. Tronçon Réservoir Azail – PR2

La figure V.14 récapitule le schéma global du tronçon Réservoir Azail – PR2

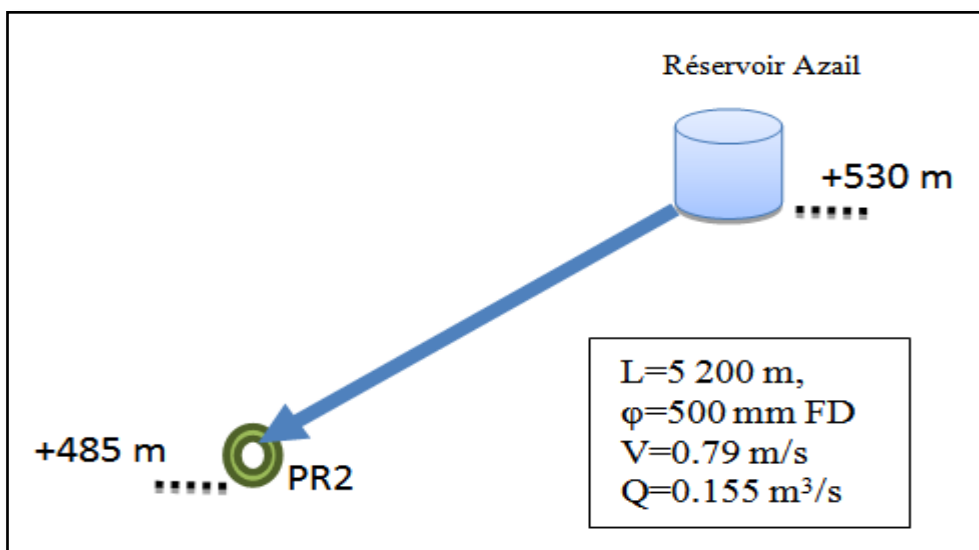


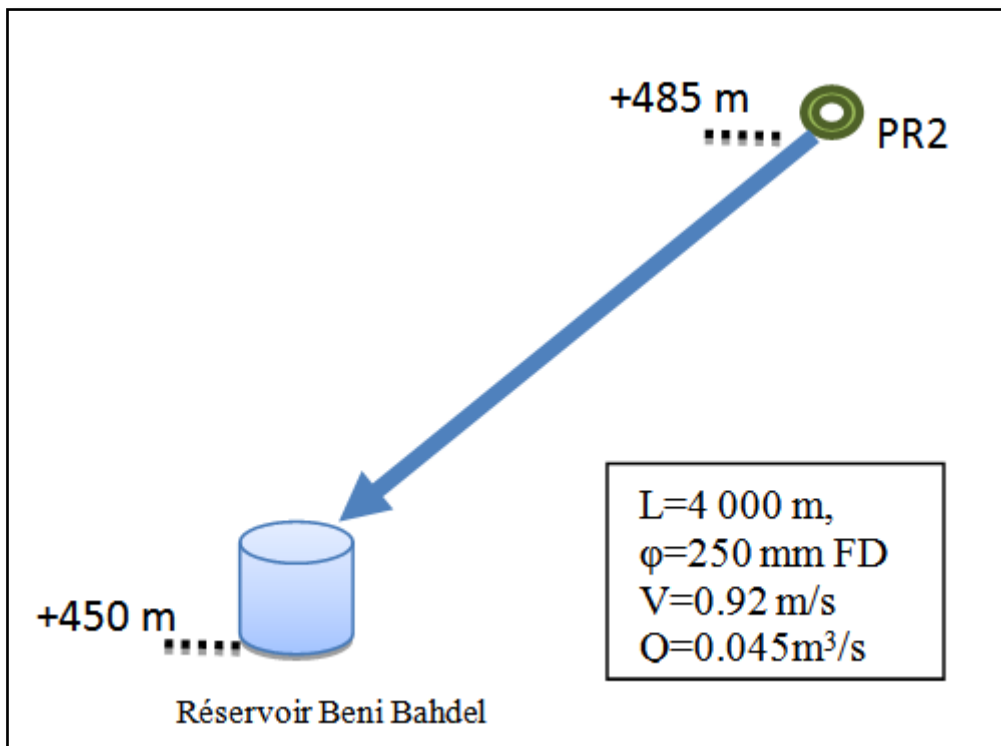
Figure V.14: Schéma global du tronçon Réservoir Azail – PR2

Tableau V.21: Calcul des paramètres hydrauliques :Tronçon Réservoir Azail – PR2

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	λ	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
0,155	0,5	1	5 200	0,01	7,91	1,19	9,10	672,71	485	187,71

VI.8. Tronçon PR2 – Réservoir Beni Bahdel

La figure V.15 récapitule le schéma global du tronçon PR2 – Réservoir Beni Bahdel

**Figure V.15:** Schéma global du tronçon PR2 – Réservoir Beni Bahdel**Tableau V.22:** Calcul des paramètres hydrauliques : Tronçon PR2 – Réservoir Beni Bahdel

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	λ	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
0,045	0,25	1	4 000	0,01	8,26	1,24	9,50	663,21	450,24	212,97

VI.9. Tronçon PR2 – SP3

La figure V.16 récapitule le schéma global du tronçon PR2 – SP3

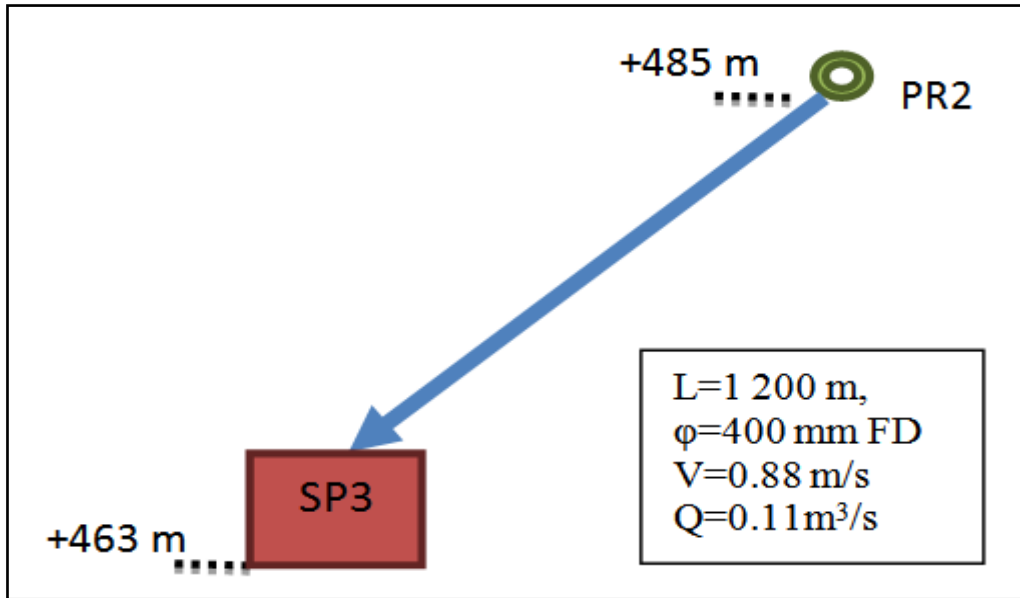


Figure V.16: Schéma global du tronçon PR2 – SP3

Tableau V.23: Calcul des paramètres hydrauliques :Tronçon PR2 – SP3

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	λ	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
0,11	0,4	1	1 200	0,0157	2,40	0,36	2,75	669,96	463,96	206

VI.10. Tronçon SP3 – Réservoir Beni Snous

La figure V.17 récapitule le schéma global du tronçon SP3 – Réservoir Beni Snous

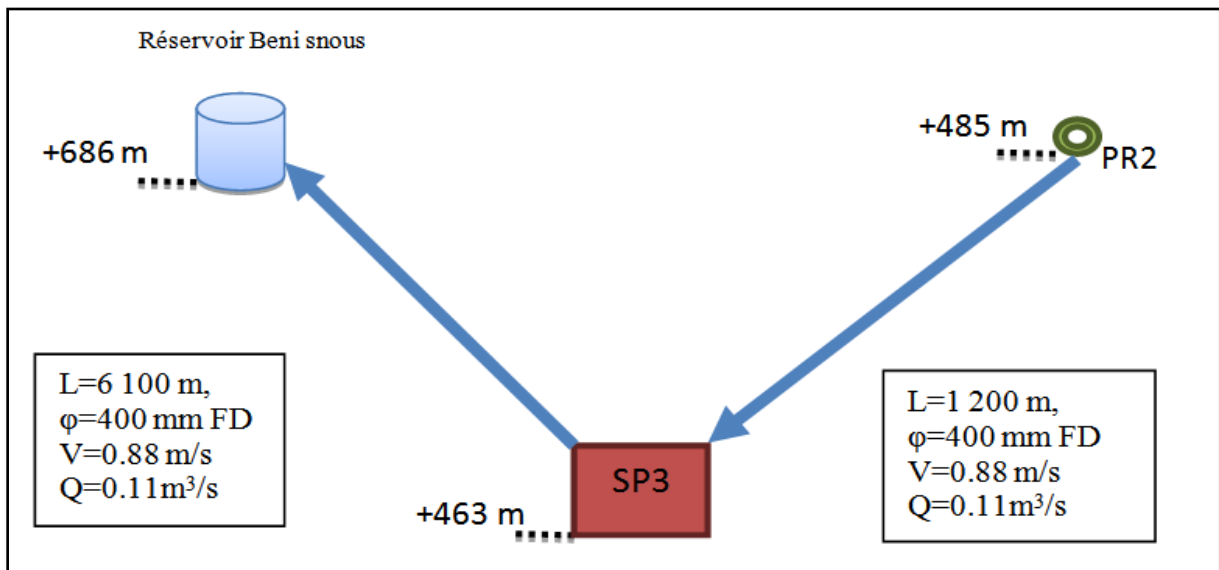


Figure V.17: Schéma global du tronçon SP3 – Réservoir Beni Snous

Tableau V.24: Calcul des paramètres hydrauliques : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L (m)	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Pression d'arrivé (mCe)	cote sol (m)	Pression au sol (mCe)
400	0,11	0,88	0,01	6 100	5,57	0,84	6,41	663,55	686,29	-22,74

VI.10.1. Calcul de la hauteur manométrique totale

Tableau V.25: Calcul des pertes de charge totales et des HMT pour différents diamètres : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L (m)	DH _L (m)	DH _S (m)	DH _T (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	0,11	1,41	0,01	6 100	19,17	2,87	22,04	222,33	244,37
400	0,11	0,88	0,01	6 100	5,57	0,84	6,41	222,33	228,74
500	0,11	0,56	0,01	6 100	1,76	0,26	2,02	222,33	224,35
630	0,11	0,35	0,01	6 100	0,53	0,08	0,61	222,33	222,94
710	0,11	0,28	0,01	6 100	0,29	0,04	0,33	222,33	222,66

VI.10.2. Frais d'amortissement

Tableau V.26 : Calcul des frais d'amortissement : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous

D	L (m)	prix du ml (DA)	prix de la conduite (DA)	F _{amor} (DA)
250	6100	6 000	36 600 000	4 575 000
315	6 100	7 000	42 700 000	5 337 500
400	6 100	8 500	51 850 000	6 481 250
500	6 100	10 000	61 000 000	7 625 000
630	6 100	12 000	73 200 000	9 150 000
710	6 100	15 000	91 500 000	11 437 500

VI.10.3. Frais d'exploitation

- 1^{er} cas : durée de pompage t= 12h

Tableau V.27: Calcul des frais d'exploitation : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous (t= 12h)

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	e (DA)	F _{ex} (DA)
250	398,16	1 743 957,28	7	12 207 700,98
315	329,62	1 443 755,82	7	10 106 290,74
400	308,54	1 351 412,73	7	9 459 889,14
500	302,63	1 325 498,94	7	9 278 492,60
630	300,72	1 317 167,38	7	9 220 171,67
710	300,34	1 315 498,05	7	9 208 486,36

Tableau V.28: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous (t= 12h)

D (mm)	F _{amor} (DA)	F _{ex} (DA)	Total (DA)
250	4 575 000	12 207 700,98	16 782 700,98
315	5 337 500	10 106 290,74	15 443 790,74
400	6 481 250	9 459 889,14	15 941 139,14
500	7 625 000	9 278 492,60	16 903 492,60
630	9 150 000	9 220 171,67	18 370 171,67
710	11 437 500	9 208 486,36	20 645 986,36

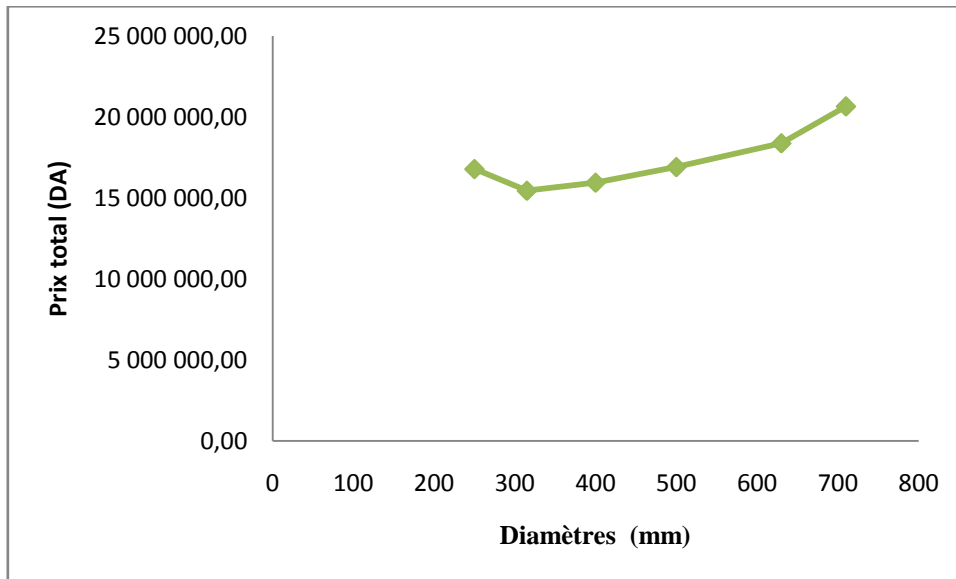


Figure V.18: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous($t=12h$)

- 2^{ème} cas : durée de pompage $t=24h$

Tableau V.29: Calcul des frais d'exploitation - tronçon SP3- Réservoir Beni Snous($t=24h$)

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	e (DA)	F _{ex} (DA)
250	398,16	3 487 914,57	7	24 415 401,96
315	329,62	2 887 511,64	7	20 212 581,48
400	308,54	2 702 825,47	7	18 919 778,27
500	302,63	2 650 997,88	7	18 556 985,19
630	300,72	2 634 334,76	7	18 440 343,34
710	300,34	2 630 996,10	7	18 416 972,71

Tableau V.30: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous($t=24h$)

D (mm)	F _{amor} (DA)	F _{ex} (DA)	Total (DA)
250	4 575 000	24 415 401,96	28 990 401,96
315	5 337 500	20 212 581,48	25 550 081,48
400	6 481 250	18 919 778,27	25 401 028,27
500	7 625 000	18 556 985,19	26 181 985,19
630	9 150 000	18 440 343,34	27 590 343,34
710	11 437 500	18 416 972,71	29 854 472,71

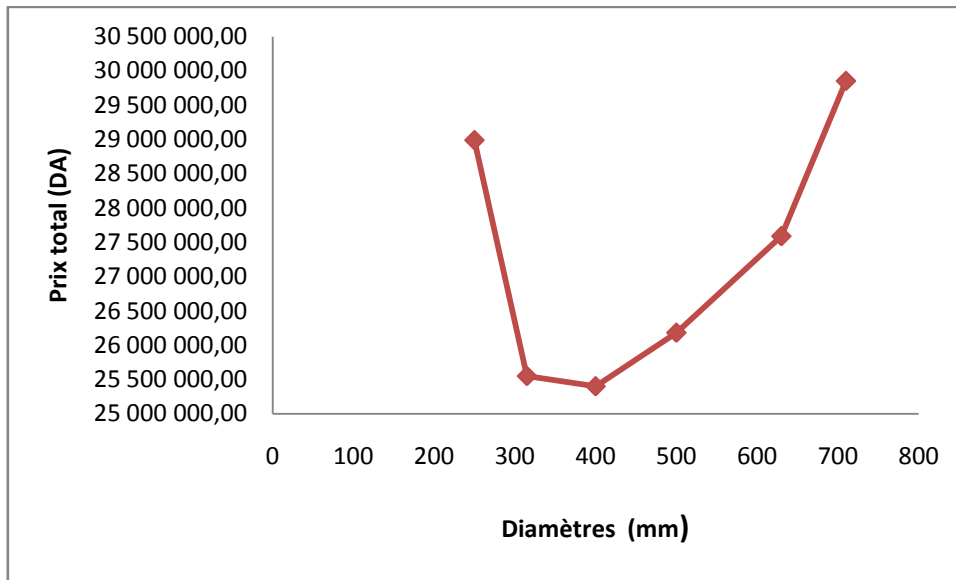


Figure V.19: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique : tronçon SP3-Réservoir Beni Snous (t=24h)

En guise de synthèse la figure V.20 schématise l'axe hydraulique du transfert et des adductions vers les différentes agglomérations de la zone sud de la wilaya.

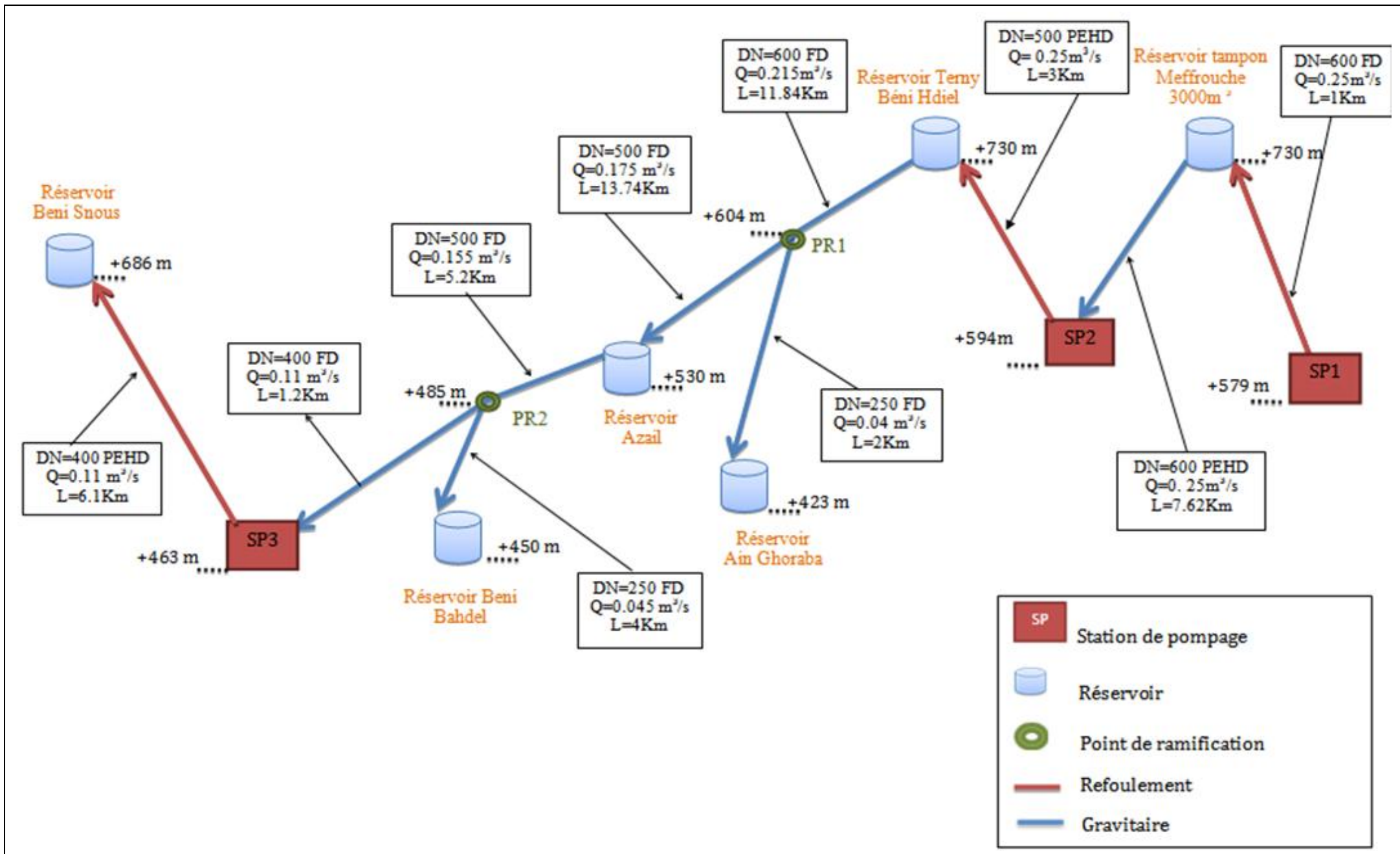


Figure V.20: Schéma hydraulique du transfert des eaux.

VII. DIMENSIONNEMENT DES PROTECTIONS CONTRE LES EFFETS DU COÛP DE BELIER

VII.1. Station de pompage SP1

VII.1.1. Dépression

a) Caractéristiques de la conduite A

DN 600

$e = 10 \text{ mm}$

$K = 0.59$

La célérité de l'onde vaut $a = 1\,082.11 \text{ m/s}$

$V = \text{m/s}$

$H_0 = H_g + 10 = 169.92 \text{ m}$

Donc : $A = 0.57$

b) Caractéristiques des pertes de charge K

$HMT = 162.07 \text{ m}$

Et : $H_{\text{abs}} = HMT + 10 = 171.02 \text{ m}$

Donc : $K = 0.01$

c) Caractéristiques du réservoir B

On considère la famille de courbes B pour $A=0.57$ et $K=0.01$, nous utiliserons la famille de courbes $K=0$ et $A=1$.

Tableau V.31 : Profil en long de la conduite de refoulement-SP1-Réservoir meffrouche

Cote Z (m)	579,92	618,02	659,88	708,86	739,84
Longueur conduite	0	L/4	L/2	3L/4	L
$(\Delta Z+10)/(H_g+10)$	0,06	0,28	0,53	0,82	1
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

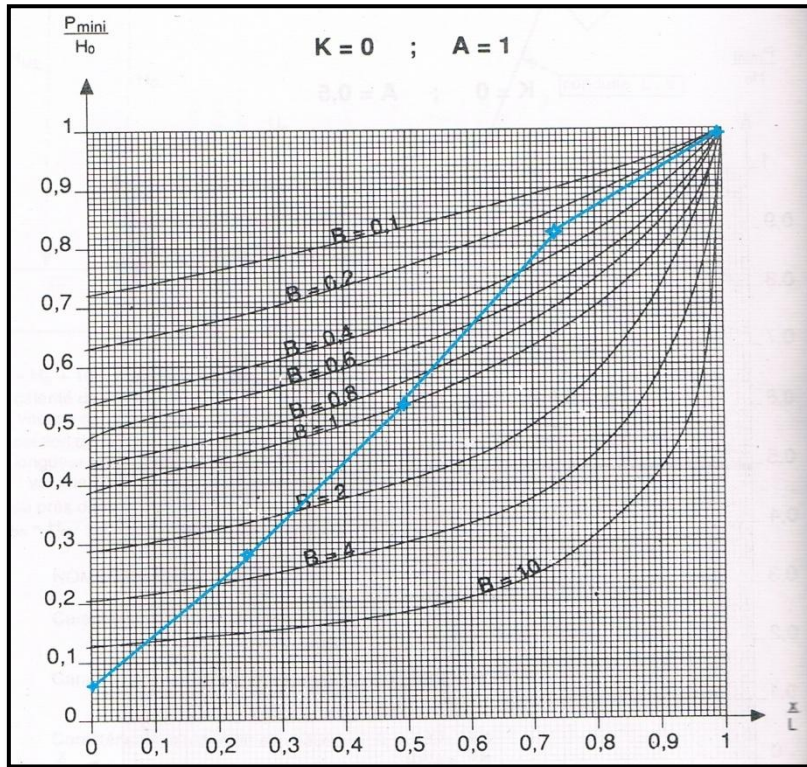


Figure V.21: Superposition du profil en long 'absolu' sur l'enveloppe des dépressions absolues. (tronçon refoulement SP1- Réservoir meffrouche)

On remarque que pour $B=0.2$, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (à $3L/4$) une pression absolue de plus de 3.5m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

$$\text{Donc : } U_0 = 0.65 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :

$$P_{\text{Min}}/H_0 = 0.82, \text{ alors } P_{\text{min}} = 139.33 \text{ m d'eau.}$$

$$\text{Donc : } U_{\text{max}} = 0.78 \text{ m}^3, \text{ et } \tau = 0.95 \text{ m}^3$$

VII.1.2. Surpression

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (avec $A=0.5$, $B=0.2$).

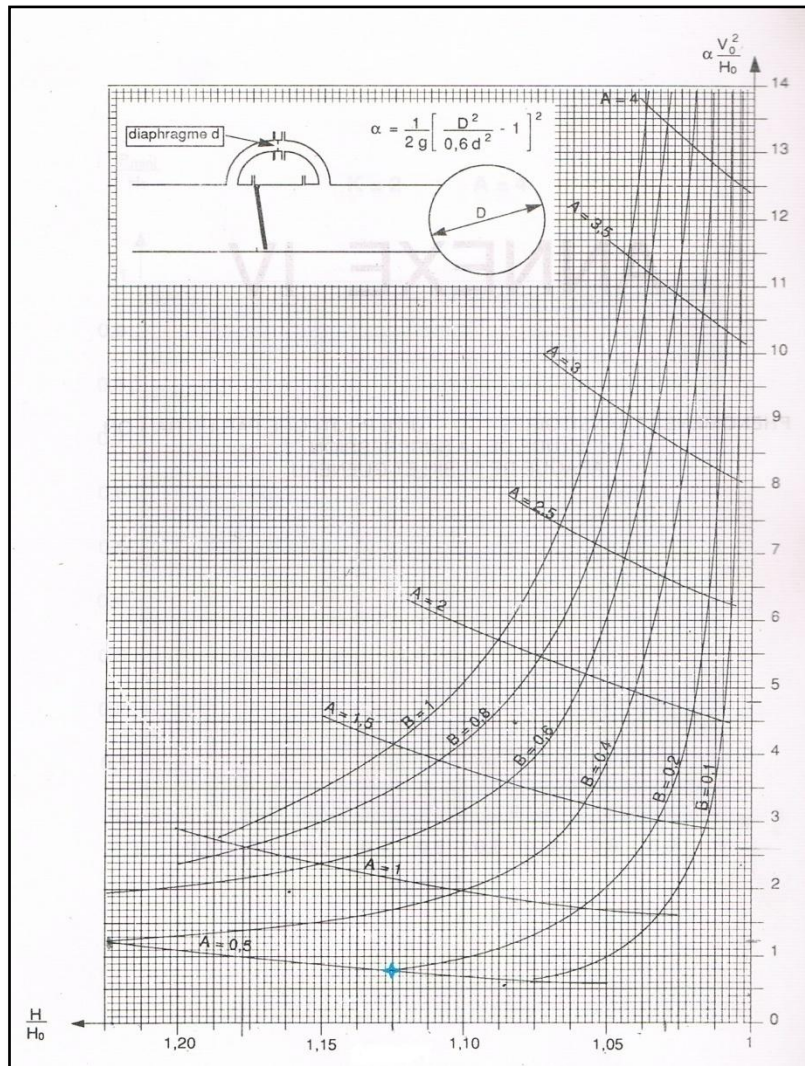


Figure V.22: Détermination de la suppression et de diamètre du by-pass. Abaque de Dubin et Guéneau. (tronçon refoulement SP1- Réservoir meffrouche)

$P_{\max}/H_0 = 1.225$, alors : $P_{\max}=191.16$ m d'eau.

$\alpha V_0^2/H_0 = 0.8$ donc : $\alpha = 175.5$ et $d=100$ mm.

VII.2. Station de pompage SP2

VII.2.1. Dépression

a) Caractéristiques de la conduite A

DN 500

$$E = 45.4 \text{ mm}$$

$$K = 83$$

La célérité de l'onde vaut $a = 319.12 \text{ m/s}$.

$$V = 1.27 \text{ m/s}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 145.56 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A = 0.28$$

b) Caractéristiques des pertes de charge K

$$\text{HMT} = 140.7 \text{ m}$$

$$\text{Et : } H_{\text{abs}} = \text{HMT} + 10 = 150.7 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } K = 0.03$$

c) Caractéristiques du réservoir B

Nous devrions considérer la famille de courbes B pour $A=0,28$ et $K=0,03$, nous utiliserons la famille de courbes $K=0$ et $A=0.5$.

Tableau V.32 : Profil en long de la conduite de refoulement-SP2-Réservoir terny

Cote Z (m)	594,93	627,13	664,33	701,22	730,49
Longueur conduite	0	L/4	L/2	3L/4	L
$(\Delta Z+10)/(H_g+10)$	0,07	0,29	0,55	0,80	1
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

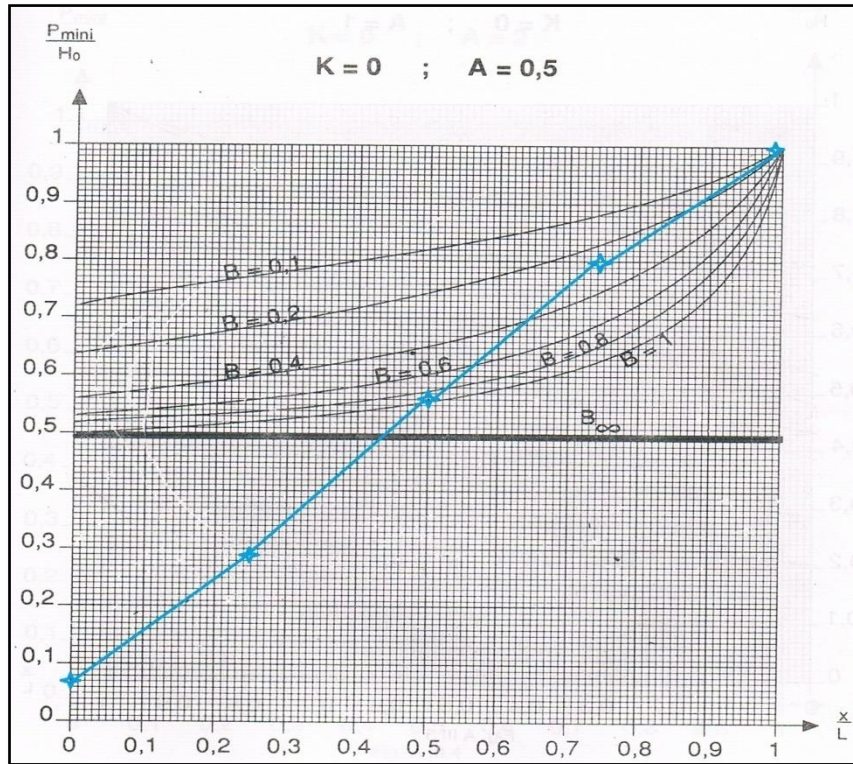


Figure V.23: Superposition du profil en long 'absolu' sur l'enveloppe des dépressions absolues. (tronçon refoulement SP2- Réservoir terny)

On remarque que pour $B=0.2$, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (à $3L/4$) une pression absolue de plus de 3.1 m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

$$\text{Donc : } U_0 = 3.21 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :

$$P_{\text{Min}}/H_0 = 0.78, \text{ alors } P_{\text{min}} = 113.54 \text{ m d'eau.}$$

$$\text{Donc : } U_{\text{max}} = 4.06 \text{ m}^3, \text{ et } \tau = 4.88 \text{ m}^3.$$

VII.2.2. Suppression

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (avec $A=0.5$, $B=0.2$).

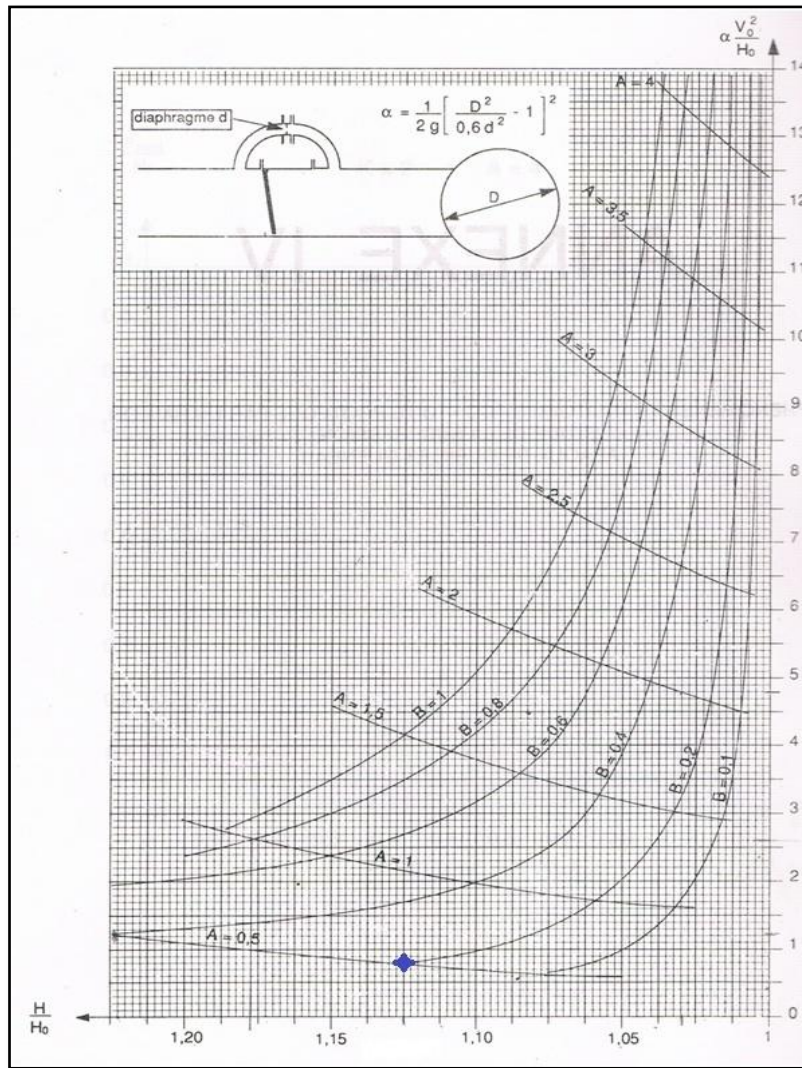


Figure V.24: Détermination de la suppression et de diamètre du by-pass. Abaque de Dubin et Guéneau (tronçon refoulement SP2- Réservoir terny)

$P_{\max}/H_0 = 1.125$, alors : $P_{\max} = 163.76$ m d'eau.

$\alpha V_0^2/H_0 = 0.8$ donc : $\alpha = 72.2$ et $d = 100$ mm.

VII.3. Station de pompage SP3

VII.3.1. Dépression

a) Caractéristiques de la conduite A

DN 400

$$E = 36.3 \text{ mm}$$

$$K = 83$$

La célérité de l'onde vaut $a = 319.04 \text{ m/s}$.

$$V = 0.88 \text{ m/s}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 232,33\text{m}$$

$$\text{Donc : } A = 0.12$$

b) Caractéristiques des pertes de charge K

$$\text{HMT} = 228.74\text{m}$$

$$\text{Et : } H_{\text{abs}} = \text{HMT} + 10 = 238.74 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } K = 0.03$$

c) Caractéristiques du réservoir B

Nous devrions considérer la famille de courbes B pour $A=0,12$ et $K=0,03$ nous utiliserons la famille de courbes $K=0$ et $A=0.5$.

Tableau V.33 : Profil en long de la conduite de refoulement-SP3-Réservoir Beni Snous

Cote Z (m)	463,96	541,36	581,2	620,84	686,29
Longueur conduite	0	L/4	L/2	3L/4	L
$(\Delta Z+10)/(H_g+10)$	0,04	0,38	0,55	0,72	1
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

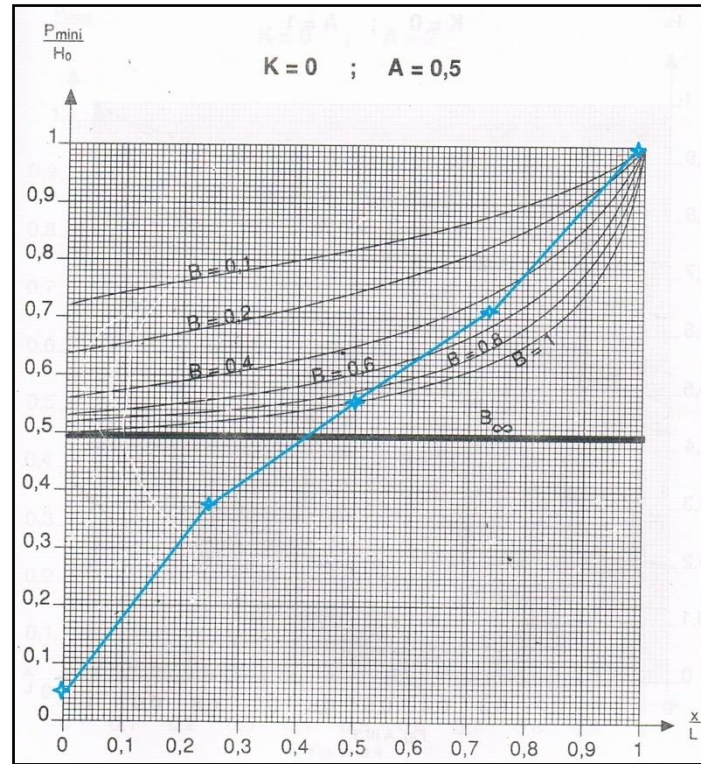


Figure V.25: Superposition du profil en long 'absolu' sur l'enveloppe des dépressions absolue (tronçon refoulement SP3- Réservoir Beni Snous)

On remarque que pour $B=0.4$, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (à $3L/4$) une pression absolue de plus de 3.2 m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

$$\text{Donc : } U_0 = 0.72 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :

$$P_{\min}/H_0 = 0.72, \text{ alors } P_{\min} = 167.28 \text{ m d'eau.}$$

$$\text{Donc : } U_{\max} = 0.97 \text{ m}^3, \text{ et } \tau = 1.16 \text{ m}^3.$$

VII.3.2. Surpression

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (avec $A=0.5, B=0.4$).

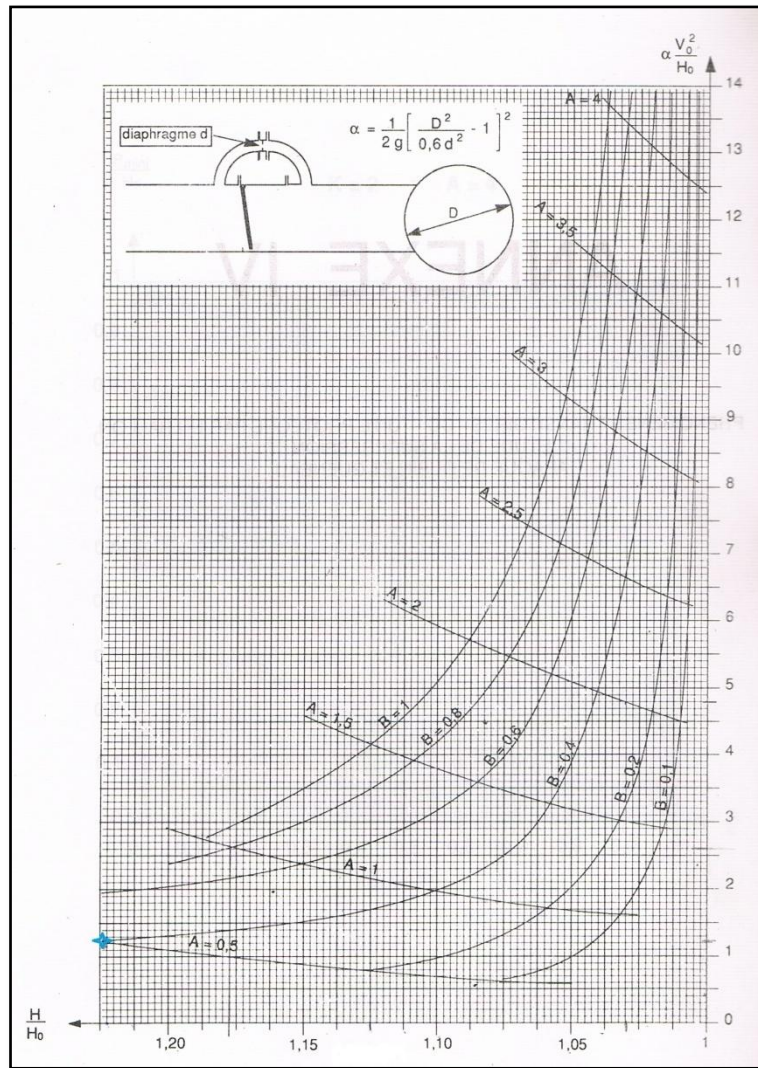


Figure V.26: Détermination de la supression et de diamètre du by-pass. Abaque de Dubin et Guéneau. (tronçon refoulement SP3- Réservoir Beni Snous)

$P_{\max}/H_0 = 1.225$, alors : $P_{\max}=284.6$ m d'eau.

$\alpha V_0^2/H_0 = 1.25$ donc : $\alpha= 367.52$ et $d=60$ mm

VIII. CONCEPTION DE TRANSFERT AVEC LE DEBIT MAX

A titre comparatif, le transfert des eaux de réservoir 30 000 m³ Lala Setti vers la zone sud de la wilaya de Tlemcen a été redimensionné avec un débit égal au débit maximum de consommation.

Tous les calculs effectués avec le débit moyen ont été repris en l'occurrence :

- Calcul des pertes de charges,
- Calcul pression résiduelles,
- Calcul des diamètres économiques,
- Calcul des dispositions de protection des coups de bélier.

Les tableaux V.34 et V.35 récapitulent les paramètres hydrauliques calculés et cela pour les deux types de transferts gravitaire et par refoulement.

Tableau V.34: paramètres hydrauliques des tronçons gravitaires.

Tronçons gravitaires					
Tronçons	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (mm)	ΔH_T	Nature de conduite
Réservoir Meffrouche - SP2	0.35	0.9	700	9.61	PEHD
Réservoir Terny –PR1	0.295	0.89	700	15.09	FD
PR1 – Réservoir Ain Ghoraba	0.06	0.85	300	6.84	FD
PR1 – Réservoir Azail	0.235	0.98	600	29.64	FD
Réservoir Azail – PR2	0.207	0.87	600	8.10	FD
PR2 – Réservoir Beni Bahdel	0.07	0.99	300	7.67	PEHD
PR2 – SP3	0.137	0.86	500	2.39	FD

Tableau V.35: paramètres hydrauliques des tronçons de refoulement

Tronçons refoulements								
Tronçons	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (mm)	ΔH_T (m)	HMT(m)	Nature de conduite	U ₀ (m ³)	d (mm)
SP1 – Réservoir Meffrouche	0.35	1.24	600	2.15	162.07	FD	0.64	94.2
SP2 – Réservoir Terny	0.35	1.12	630	3.06	138.62	PEHD	4.02	97
SP3 – Réservoir Beni Snous	0.137	1.09	400	9.94	232.27	PEHD	0.96	61.32

IX. CONCLUSION

Ce chapitre a permis la conception et le dimensionnement de toutes les installations du transfert. Il a englobé en outre l'ensemble des calculs hydrauliques relatifs aussi bien aux tronçons gravitaires que ceux en refoulement. Le choix des diamètres définitifs s'est articulé sur deux aspects principaux : critères économiques et critères qualitatifs liés aux vitesses atteintes des écoulements ainsi qu'aux installations de protection contre le coup de bélier.

Le choix des types de canalisations a été principalement orientés vers les critères liées aux pressions des différentes adductions et ceci a constitué le critère le plus prépondérant. En ce qui concerne le choix de diamètre économique et particulièrement les frais d'amortissement, le calcul devrait en principe tenir compte des frais de réalisation annexes à savoir travaux de génie civil des différents ouvrages, amenée d'énergie et travaux des postes transformateurs des différentes station de pompage ...etc.

Conclusion générale

Les ressources en eau des agglomérations de Terny Beni Hdiel, Ain Ghoraba, Beni Bahdel, Azail et Beni Snous sont limitées. Ces centres ne disposent, respectivement, que de 4 260, 3629, 2592, 2160 et 2592 m³ /j de capacités de production.

Les ouvrages de stockage enregistrent également des déficits en termes de capacités. Tenant compte de l'évolution démographique et des besoins publics futurs, les déficits seront respectivement de 1203 m³/j pour Terny Beni Hdiel, 438 m³/j pour Ain Ghoraba, -1270 m³/j pour Beni Bahdel, 591m³/j pour Azail et -4581 m³/j pour Beni Snous.

Le transfert des eaux dessalées de la station de dessalement de Honaine est une solution pour satisfaire l'ensemble des besoins des 05 agglomérations de la zone sud à partir de réservoir 30 000 m³ Lala Setti.

Ce transfert, en termes de capacités d'adductions a été dimensionné pour un débit représentant le déficit global à l'horizon 2030, soit 250 l/s en besoins moyens et 350 l/s en besoins maximum.

L'ensemble des calculs hydrauliques élaborés ont débouchés sur les résultats fondamentaux ci-dessous :

- Adduction Terny Beni Hdiel

Ce centre sera alimenté à partir de la station SP1 (Q= 0.25 m³/s, HMT= 161.02 m) par une conduite en fonte ductile de longueur 1km et de diamètre 600 mm. Cette canalisation débouche sur le réservoir tampon de Meffrouche d'une capacité de 3 000 m³. Les eaux seront ensuite véhiculées par une conduite gravitaire en PEHD de longueur de 7.62 km et de diamètre 600mm aboutissant à la station de pompage SP2 (Q= 0.25 m³/s, HMT= 140.7 m). Par l'intermédiaire d'une autre canalisation en PEHD de longueur de 3 km et de diamètre 500 mm, les eaux seront refoulées pour assurer l'adduction du centre Terny Beni Hdiel pour une dotation journalière de 0.2 m³/j.

- Adduction Ain Ghoraba

A partir de réservoir Terny Beni Hdiel, une conduite gravitaire en fonte ductile (D=600 mm et L= 11.84 km) assure le transfert des eaux vers un point de ramification PR1. A partir de ce

point les eaux sont véhiculées gravitairement vers Ain Ghoraba pour une dotation de $0.2 \text{ m}^3/\text{j}$ par l'intermédiaire d'une conduite en fonte ductile de longueur $L= 2 \text{ km}$ et un diamètre $D= 250 \text{ mm}$.

- Centre de Azail

Apartir de même point de ramification PR1, le centre de Azail est alimenté par une conduite en fonte ductile de longueur 13.74 km et de diamètre $D= 500 \text{ mm}$ véhiculant un débit $0.175 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Centre de Beni Bahdel

Du réservoir Azail une conduite gravitaire en fonte ductile ($L= 5.2 \text{ km}$, $D= 500 \text{ mm}$) assure le raccordement du transfert vers le point de ramification PR2 pour un débit $Q= 0.155 \text{ m}^3/\text{j}$. A partir de ce point de ramification PR2, les eaux sont transférées vers le centre de Beni Bahdel par une conduite gravitaire en fonte ductile ($L= 4 \text{ km}$, $D= 250 \text{ mm}$). La dotation transférée est de $0.2 \text{ m}^3/\text{j}$.

- Centre de Beni Snous

Le point de ramification PR2 est raccordée à la station de pompage SP3 par une conduite gravitaire en fonte ductile ($L= 1.2 \text{ km}$, $D= 400 \text{ mm}$). Le débit véhiculé par ce tronçon est $Q= 0.11 \text{ m}^3/\text{s}$. La station de pompage SP3 ($Q= 0.11 \text{ m}^3/\text{s}$, $\text{HMT}= 228.74 \text{ m}$) assure le refoulement des eaux vers le centre de Beni Snous par l'intermédiaire d'une canalisation en PEHD de longueur $L= 6.1 \text{ km}$ et de diamètre $D= 400 \text{ mm}$. La dotation fournie par ce transfert est de m^3/j

Il est à signaler que tous les calculs hydrauliques ont été effectués pour deux débits de transfert (Q_{moy} et Q_{max}) et que les paramètres hydrauliques de fonctionnement qualitatifs et quantitatifs ont été vérifiés et validés.

Aussi, le dimensionnement des installations a été opéré pour deux durées de pompages $t= 12\text{h}$ et $t=24\text{h}$.

Enfin, la conception des différentes adductions a été clôturée par l'étude de la protection contre le coup de bélier. Le type d'installation a été orienté vers la protection par réservoirs d'air de capacités respectives $0, 65 \text{ m}^3$ pour la station SP1, $3, 21 \text{ m}^3$ pour la station SP2 et $0, 72 \text{ m}^3$ pour la station SP3.

Finalement, il est important de souligner que le travail élaboré dans le cadre de ce mémoire été d'un intérêt capital pour un complément de formation sur l'aspect pratique lié au dimensionnement des transferts d'eau mixtes.

Bibliographie

[**ABDI, 2011**] ABDI I, Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila), mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, département génie de l'eau, école nationale supérieure de l'hydraulique, Algérie, 2011.

[**AHBARI. A**] AHBARI Abdellatif, Etude d'alimentation en eau potable des lotissements centre Boumalne-Dades , Faculté des Sciences et Techniques-Guéliz , Marrakech.

[**AJUSTE, BERLAND, CELERIE, 2004**] C. AJUSTE, J.M.BERLAND, J.L. CELERIE, Réhabilitation / remplacement des réseaux d'eau potable en zone rurale, document technique, ministère de l'agriculture de france ,octobre 2004.

[**ALLAM, 2012**] ALLAM. I, La mise en exploitation de la station de dessalement de honaine, mémoire pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en hydraulique option hydraulique urbaine. Université de Tlemcen, 2012.

[**AMMAR, 2001**] AMMAR. A, -à partir de plantes médicinales localisées dans la région de AIN GHORABA, Thèse de Magistère, Université de Tlemcen, 2001, pp 63.

[**BELHACINI, 2011**] BELHACINI. F,Contribution à une étude floristique et biogéographique des matorrals du versant sud de la région de Tlemcen, Université de Tlemcen, 2011, pp 3.

[**BELKADI, 2008**] Belkadi. M , Etude de doublement de la conduite d'adduction de la ville de Tipaza a partir du Barrage de boukerdaneavec renforcement de la capacité de stockage existante, Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique, ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE ARBAOUI Abdellah, 2008.

[**BENABDELLAH, 2007**] BENABDELLAH. M.A, ESSAI D'UNE ANALYSE PHYTO-ECOLOGIQUES DES GROUPEMENTS A THUYA ET A CHENE VERT DANS LA PARTIE SUD-OUEST DES MONTS DE TLEMCEN, Université de Tlemcen, 2007.

[**BENEST, 1985**] BENEST. M évolutions de la plate-forme de l'ouest algérien et du Nord-est Marocain au cours du jurassique supérieur et au début du crétacé : stratigraphie, milieux de dépôt et dynamique sédimentaire", département des sciences de la terre. Université Claude Bernard, Lyon, 1985, pp 367.

[**BENSAADA et BENNOUNA, 2014**] Bensaada.W et Bennouna.I Alimentation en eau potable des centres de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci à partir du brise charge BC3 conduite Béni Bahdel – Oran, Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique, université de Tlemcen.

[**BOLDO , NIKOUD, BELTARAMO et DOGLIO, 2008**] P.BOLDO, G.NIKOUD, R.BELTARAMO,S.DOGLIO , Qualification de l'offre des refuges de montagnes pour un tourisme durable en Vallée d'Aoste et Pays de Savoie , Guide technique Alimentation en eau en site isolé d'altitude , 2008 , p30 .

[BONVIN, 2015] Bonvin.J ; hydraulique urbaine 1, Captages – Réseaux d’adduction – Réservoirs -Réseaux de distribution – Equipements -Pompes – Petites centrales hydrauliques, école d’ingénieurs de Vaud, version 2005.

[BOURGE, 2005] Bourge M.H, Etude de l’approvisionnement des ressources en eau des stations de lavage de café, 2005.

[BRIERE, 2000] FRANCOIS G BRIERE, Distribution et collecte des eaux, ^{2ième} édition, Eyrolles, Canada, 2000.

[CELERIER et FABY] Jean-luc CELERIER et Jean-Antoine FABY, LA DEGRADATION DE LA QUALITE DE L’EAU POTABLE DANS LES RESEAUX, MINISTERE DE L’AGRICULTURE, DE L’ALIMENTATION, DE LA PECHE ET DES AFFAIRES RURALES ,Office International de l’Eau SNIDE,p35-36.

Charte Qualité Des Réseaux D’Eau Potable Et D’Assainissement, GUIDE D’AIDE AU CHOIX DES MATERIAUX DE RESEAUX D’EAU POTABLE ET / OU D’ASSAINISSEMENT, Swelia , septembre 2015.

Commission locale de l’eau, 2004, Rendement des réseaux d’eau potable.

Direction de l’eau et l’assainissement , presreption technique pour la conception et la realisation des ouvrages d’eau , Guide technique de l’eau potable , France , Montpellier méditerranée Métropole , 2014 , p2.

Direction de la programmation et suivi budgétaire, Annuaire statistique de la Wilaya de Tlemcen, 2016.

Direction des Affaires Sanitaires et Sociales de la Nouvelle-Calédonie, ELABORER ETMETTRE EN ŒUVRE UN PLAN DESECURITE SANITAIREDES EAUXGuide 1 : Description de l’unité dedistribution et de sonfonctionnement, gouvernement de la Nouvelle Calédonie , 2014.

Direction Nationale de l’eau potable et de l’assainissement, Guide technique / remplacement des réseaux d’eau potable , l’Office International de l’Eau OIEau , République de Haiti ,2013.

[Duchesne , Bouzida , Chahid et Villeneuve, 2012] Sophie Duchesne, Nabila Bouzida, NaoufelChahid et Jean-Pierre Villeneuve, MODÉLISATION DE LA CORROSION DES CONDUITES D’EAU POTABLE EN FONTE DE LA VILLE DE QUÉBEC, Centre Eau Terre et Environnement Institut National de la Recherche Scientifique (INRS-ETE) , Canada 2012 , p 10-12.

[DUPONT, 1971] A, 1971, hydraulique urbaine tome1, hydrologie, captage et traitement des eaux, Edition, Eyrolles.

[DUPONT, 1979] Dupont A, 1979, Hydraulique urbaine, Tome2 : ouvrage de transport – Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles.

[FAISANDIER, 1999] FAISANDIER J, Mécanismes hydrauliques et pneumatiques, 9^{ème} éditions, 1999.

[Gallard, 1998] Gallard.D, VENTOUSE, VIDANGE ET PURGE D’AIR, Eau et Assainissement, PRATIQUES Réseau d’échanges d’idées et de méthodes pour des actions de développement,1998.

[GAUTHIER, 2002] Fanny Gauthier, BIOFILMS ET QUALITE BIOLOGIQUE DE L’EAU POTABLE AU COURS DE SA DISTRIBUTION, université de Picardie Jules Verne , France 2001-2002,p23.

[GODART, 2008] Hugues GODART, Adduction et distribution d’eau, 22/09/2008.

L’eau , L’industrie ,Les nuisances , choisir un matériau adapté aux contraintes,2014, HOBAS 7416951400524/GAW/OTO/3,p1.

[MEROUANE, 2014] MEROUANE. B, Quelques aspects liés à la désertification dans la steppe de sud de Tlemcen,Université de Tlemcen, 2014, pp 34.

[MORARECH, 2014] MORARECH MOAD, Cours :HYDROGEOCHIMIE, EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT LIQUIDE, Faculté des Sciences de Rabat,2014-2015, p9.

[MOUSSA, 2002] MOUSSA M, Alimentation en eau potable, mémoire d’ingénieur, Ecole nationale d’ingénieur de Tunis, 2002.

[NAF, 1982] NAF. A, MaterialienimRohrnetzunterbesondererBerücksichtigung des Innenbeschichtung.Gas, Wasser,,Wärme 1982, 36, 46-49.

[OTMANI, 2009] OTMANI. S, Caractérisation anthropogénétique de la population de honaine du l’ouest algérien .diplôme de magister, département des culture populaire, faculté des lettres et sciences humaines et sociales. Université de Tlemcen, 2009.

[ROGGENKAMP, 1982] ROGGENKAMP K.H, Bakteriologische TrinkwasserbeeinträchtigungnachAusKleidung und Beschichtung vonBehältern., Neue DELIWA-Zeitschrift 1982, 62-64.

ROUISSET. B, Cour, “Canalisations sous pression et à écoulement gravitaire” ; master1 hydraulique ;option hydro-informatique, 2015.

Rouissat. B Cour, “Installations de pompage”, master1 hydraulique ;option hydro-informatique, 2015.

[SAHOULI, 2004] Sahouli M, Etude du transfert des eaux souterraines du chott el gharbi vers le GUT, Mémoire d’ingénieur d’état, département d’hydraulique, université de Tlemcen, 2004.

Saint-Gobain Pipe Systems; tuyau pour l’adduction d’eau potable ,Edition 12/2006.

SALAH. B, Cour "alimentation En Eau Potable" ENSH 1993.

[SANBI, 2015] Zakaria SANBI, Etude du réseau de voirie, d'assainissement et d'eau potable du lotissement PLAISANCE dans la nouvelle ville de TAMESNA, Université Sidi Mohammed Ben Abdellah, Fès, Maroc , 2014-2015, p 10.

Sécurité dans les Opérations, RISQUES LIÉS AUX PRODUITS, DANGERS LIÉS AU COMPORTEMENT DES FLUIDES, ENSPM Formation Industrie - IFP Training, 2005.

[SCHOENEN et KARRENBROCK, 1984] SCHOENEN D., KARRENBROCK. F "Geruchs- und Geschmacksbeeinträchtigungen des Trinkwassers durch Werkstoffe" GWF-Wasser/Abwasser, 125, 1984.

[SCHOENEN , SCHOELLER et HEMMINGS , 1985] SCHOENEN D., SCHOELLER H.F., HEMMINGS B.D, Drinking water materials, field observations and methods of investigation Ellis Horwood Ltd/John wiley/Gustav Fisher Verlag, 1985.

[SCHULHOF, 1998] Schulhof P., les stations de pompage d'eau, 5^{ème} édition TEC &DOC, Paris, 1998.

[VALIRON, 1989] Valiron F, Gestion des eaux, alimentation en eau .assainissement, 2^{ème} édition .revue et corrigée, 1989.

[YAZID, 2012] Yazid A alimentation en eau potable de la ville d'ouled BESSEM, Mémoire d'ingénieur d'état, département de génie de l'eau, école nationale supérieure d'hydraulique-arbaouiabdellah, Algérie, 2012

Webographie :

Bonnabéton, le tuyau en béton précontraint, <http://www.bonnabeton.com> consulté le 14/01/2017.

Bonna béton, le tuyau en béton précontraint a âme en tôle, <http://www.bonnabeton.com> consulté le 14/01/2017.

MINISTÈRE DU DEVELOPPEMENT REGIONAL ET DU TOURISME, ARRÊTE portant approbation de la réglementation technique «Acte normatif relatif à la conception, à l'exécution et à l'exploitation des systèmes d'alimentation en eau et de canalisation des communes. Indicatif NP 133-2011» GOUVERNEMENT DE LA ROUMANIE, 2012, www.mdrtr.ro consulté le 2/01/2017

SPREAD l'eau en mouvement, brochure de tuyau en acier, www.spread.fr; consulté le 29/12/2016

<http://www.hellopro.fr/pompes-centrifuges-horizontales-1001169-fr-1-feuille.html>