

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة – د. الطاهر مولاي –
Université Saïda – Dr Tahar Moulay –
Faculté de Technologie



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **Diplôme de MASTER en Hydraulique**

Spécialité : Hydraulique Urbaine

**Par : ARABI Bouchra
MEDANI Hanane**

Étude de l'adduction d'eau à partir du barrage d'Ouizert vers la plaine de Ghriss W. de Mascara

Soutenu, le 26 / 06 / 2018, devant le jury composé de :

M. CHEKILA A.

Président

M. CHAFI C.

Encadreur

M^{me} HAKEM M.

Examineur

2018 / 2019

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier DIEU le Tout puissant, Miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous tenons aussi à remercier notre encadreur Mr. Chafi Ch pour son orientation et sa patience qui ont contribué à un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Nos remerciements vont aussi à également toute l'équipe de la subdivision de l'Hydraulique à Mascara pour leur collaboration dans la réalisation de ce travail en nous fournissant les informations.

Nous tenons à remercier également, tout nos enseignants qui sans eux on pourrait jamais être ce qu'on est aujourd'hui.

Enfin nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail :

- *Mr. Aïmer Hadj, chef de département de Génie Civile et d'hydraulique.*
- *Mr. Abdelhakem Mohamed, doctorant en hydraulique.*
- *Mr. Arab Boudjamaa, doctorant en hydraulique.*
- *Mr. Bouras Nacer, Assistant clientèle à la Badr Banque.*
- *Mr. Kandouci El-hocine, Ingénieure d'état en hydraulique*

Nous terminons ces remerciements en exprimant notre profond respect et notre gratitude à l'égard du jury qui bien voulu accorder son intérêt à notre travail en acceptant de l'analyser et de l'examiner.



Dédicace

Je dédie ce simple travail a mes très chers parents, dont le sacrifice, la tendresse, l'amour, la patience, le soutien, l'aide et les encouragements sont l'essence de ma réussite. Sans eux, je ne serais pas ce que je suis aujourd'hui

Je dédie ce travail également:

- *A mes très chères sœurs **Cherifa, Houda, Amel.** et la petite **Fatima Zahra.***
- *A mes frère **Kamel, Abd EL Nacer et Mohamed.***
- *A ma chère binôme Hanane et toute la famille Madani.*
- *A toute la famille **Arabi** et la famille **Madon.***
- *A ma chère amie Delhoum Yasmine.*
- *En fin et a tous les gens qui étaient là pour moi de loin et de près.*

Bouchra.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes frères et mes sœurs, mes nièces et mes neveux, je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient en premier lieu pour leurs conseils, aides, et encouragements.

A toute la famille Medani.

A ma très chère binôme Bouchra et toute la famille Arabi.

A mes chères amies Yasmine et Asmaa.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude.

Hanane

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Présentation générale de la zone d'étude	
1 Introduction	4
2 Localisation de la zone d'étude	4
3 Caractérisation de la zone d'étude	6
3.1 Aspect géologique	6
3.1.1 Bordure nord et ouest	6
3.1.2 Bordure sud	6
3.1.3 Bordure Est	6
3.1.4 Centre de la plaine	6
3.2 Aspect Hydrogéologie	7
3.2.1 Nappe superficielle	7
3.2.2 Nappe des calcaires lacustres	7
3.2.3 Nappes des sables et grés de Tighennif	7
3.2.4 Nappe des calcaires dolomitique	7
3.3 Aspect Climatique	8
3.3.1 Pluviométrie	8
3.3.2 Température de l'air.....	9
3.3.3 Humidité relative.....	9
3.3.4 Le vent.....	10
3.3.5 L'évaporation	10
3.3.6 Evapotranspiration	11
3.4 Voies de communication	11
3.5 Plan Directeur d'aménagement Et D'Urbanisation(PDAU).....	11
3.6 Réseau Hydrographique	11
3.7 Etude Hydrodynamique.....	12
3.8 La conductivité Hydraulique	12
4 Ressource en eau	13
4.1 Barrage de Ouizert	13
4.1.1 Présentation de la ville du ouizert	13
4.1.2 Présentation barrage de ouizert	13

4.1.3	Fiche Signalitique Du Barrage	14
5	Conclusion	16
Chapitre 2 : Aperçu sur les différentes techniques d'irrigations		
1	Introduction	18
2	Techniques d'irrigation	18
2.1	Irrigation de surface	18
2.1.1	Irrigation par bassin	19
2.1.2	Irrigation à la planche	19
2.1.3	Irrigation à la raie	19
2.2	Irrigation par aspersion.....	19
2.2.1	Avantages de l'irrigation par aspersion	20
2.2.2	Inconvénients de l'irrigation par aspersion	20
2.2.3	Contraintes de l'irrigation par aspersion	20
2.2.4	Eléments d'installation de l'irrigation par aspersion	20
2.2.5	Les différents types d'installation par aspersion	21
2.2.6	Choix d'une installation	21
2.2.7	Différentes installations à la parcelle	22
2.3	Irrigation localisée	22
2.3.1	Avantages de l'irrigation localisée	23
2.3.2	Inconvénient de l'irrigation localisée	24
3	Exemple de besoin en eau pour différentes cultures	25
4	Conclusion.....	25
Chapitre 3 : Etude de l'adduction		
1	Introduction	27
2	Définition et types d'adduction	27
2.1	Adduction gravitaire	27
2.1.1	La charge hydrique	29
2.1.2	Perte de charge linéaire	29
2.1.3	Perte de charge singulière	29
2.1.4	Ligne piézométrique et ligne de charge	30
2.1.5	Caractéristique hydraulique d'une conduite en charge	31
2.1.6	Réseaux de conduites	31
2.2	Adduction par refoulement	32
3	Type de canalisation	32

3.1	Acier	32
3.2	Béton	33
3.3	Béton précontraint	33
3.4	Béton précontraint à âme tôle	33
3.5	Fonte grise	34
3.6	Fonte ductile	34
3.7	Le Polyester Renforcé de fibres de Verre (PRV)	35
3.8	Polychlorure de vinyle (PVC)	35
3.9	Polyéthylène (PE)	36
3.9.1	Polyéthylène haute densité (PEHD)	36
3.9.2	Polyéthylène basse densité (PEBD)	36
4	Choix du tracé	36
5	Choix du type des conduites	37
6	Etude technico-économique des conduites	37
6.1	Détermination du diamètre économique	38
6.1.1	Adduction gravitaire	38
6.1.2	Adduction par refoulement	39
6.2	Calcul de la vitesse	39
6.3	Calcul des pertes de charges	39
6.3.1	Les pertes de charges linéaires	40
6.3.2	Les pertes de charges singulières	41
6.3.3	Les pertes de charges totales	41
6.4	Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	41
6.5	Puissance absorbée	41
6.5.1	Energie consommée par le moteur	42
6.6	Frais d'exploitation	42
6.7	Frais d'amortissement	42
7	Application	43
7.1	Tronçon : Barrage – Station de pompage N°1 (Ecoulement gravitaire).....	43
7.2	Tronçon : Station de pompage N°1- station de pompage N°2	44
7.2.1	Calcul des pertes de charge	45
7.2.2	Calcul les frais d'amortissement	46
7.2.3	Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	46
7.2.4	Calcul les frais d'exploitation	47

7.3	Tronçon : Station de pompage N°2- Bassin de stockage	48
7.3.1	Calcul des pertes de charge	48
7.3.2	Calcul des frais d'amortissement	49
7.3.3	Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	49
7.3.4	Calcul des frais d'exploitation	49
8	Choix de pompes	51
8.1	Pompe	51
8.2	Les différents types de pompes	51
8.2.1	Les turbopompes	51
8.2.2	Les pompes volumétriques.....	51
8.3	Eléments de base pour le choix des pompes.....	52
8.4	Choix de pompes	52
8.4.1	Etude de cavitation	55
9	Étude de Coup de bélier	56
9.1	Définition	56
9.2	Notions générales	56
9.3	Les risques dus aux coups de bélier	57
9.3.1	Risque de forte pression	57
9.3.2	Pression négative	57
9.3.3	Fatigues des conduites	58
9.4	Moyens de protection contre le coup de bélier	58
9.4.1	Réservoirs d'air	58
9.4.2	Cheminée d'équilibre	58
9.4.3	Soupape de décharge	59
9.4.4	Volant d'inertie	59
9.5	Calcul du coup de bélier	61
9.5.1	Calcul de la célérité d'ondes	61
9.5.2	Valeur maximale du coup de bélier	61
9.5.3	Calcul de la surpression et de la dépression	62
9.5.4	Caractéristiques des conduites de refoulement	62
9.5.5	Calcul du coup de bélier de l'adduction N°2 : Station de pompage N°1 – Station de pompage N°2.	62
9.5.6	Calcul du coup de bélier de l'adduction N°3 : station de pompageN°2 – Bassin de stockage.....	63

9.5.7	Calcul du réservoir d'air	64
9.5.7.1	Méthode de résolution.....	65
9.5.7.2	Principe de calcul de l'application.....	65
9.6	Dimensionnement des bâches de reprises et du bassin de stockage	68
9.6.1	Bâches de reprise	68
9.6.2	Bassin de stockage	68
10	Conclusion	70
Chapitre 4 : Métré et estimation des prix		
1	Introduction	72
2	Pose des conduites	72
2.1	Pose en terre	72
2.1.1	Cas particuliers de pose en terre	73
2.2	Pose en galerie	75
2.3	Pose dans le lit d'une rivière et traversée sous-marine	76
3	Largeur de la tranchée	76
4	Profondeur de la tranchée	77
5	Assemblage des éléments constitutifs de la canalisation	77
5.1	Essai des joints	77
5.2	Remblaiement de la fouille	78
5.3	Désinfection des conduites	78
6	Organisation du chantier	79
6.1	Organisation des travaux	79
6.2	Organisation de chantier	79
6.3	Étude technique	80
6.3.1	Programme des travaux	80
6.3.2	Avant-projet	80
6.3.3	Projet d'exécution	80
6.3.4	Dossier de construction	80
6.3.5	Sécurité du travail et assurance contre les risques	80
6.3.6	Vérification de la qualité des matériaux utilisés lors des travaux	81
7	Devis	81
7.1	Devis quantitatif	81
7.2	Devis estimatif	81
7.3	Coût du projet	81

Table des matières

7.3.1	L'avant-métré	81
7.3.2	Le métré	82
7.3.3	Estimation	82
7.3.4	Méthode de calcul (cas des travaux de terrassements)	82
7.3.4.1	Calcul de volume total du déblai y compris le foisonnement	82
7.3.4.2	Calcul de volume total du lit de sable	82
7.3.4.3	Calcul du volume de la terre criblée	83
7.3.4.4	Calcul du volume total de tout venant	83
7.3.4.5	Calcul du volume de la terre excédentaire	83
8	Conclusion	84
	Conclusion générale	86
	Références bibliographiques	88
	Liste des figure.....	90
	Liste des tableaux.....	91
	liste des symboles.....	93
	Liste des abréviations	97
	Annexes	98
	Résumé	103

Introduction générale :

L'eau est un élément essentiel pour la vie de tout être vivant, une ressource pour le développement économique et social de la nation et un enjeu pour l'avenir. Celui qui maîtrise cette ressource pourra maîtriser le développement durable et il pourra par la suite garantir la sécurité alimentaire, et surtout la disponibilité de la nature de la terre et de la main d'œuvre qualifiée. Pour que l'état atteigne les objectifs fixés conformément au programme de son excellence le président de la république depuis sa direction du pays et il a insisté encore sur la nécessité de fournir les moyens nécessaires pour bien exploiter cette précieuse ressource dans différents domaines (Approvisionnement en eau potable, Industrie, Irrigation,...etc.). Tout cela peut être réalisé grâce à des projets divers, dessalement des eaux de mer, déminéralisation des eaux saumâtres, réalisation des forages, des retenues collinaires et des barrages à travers tous les pays.

La willaya de Mascara est une willaya à caractère agricole du premier degré à un rôle primordial pour la renaissance de l'agriculture sans précédent qui servira de modèle à imiter pour divers produits agricoles. Si l'on considère la richesse de la willaya surtout en superficie agricole qui est estimée à 47000 ha dont seulement 323ha arrosés, et malgré les aléas climatiques de notre pays depuis 20 ans et l'absence de pluie et ses répercussions sur les eaux de surface et souterraines. D'autre part, nous cherchons à assurer un équilibre pour satisfaire les besoins des citoyens et des agriculteurs, de trouver d'autres ressources qui couvrent le déficit, surtout dans le domaine agricole. A cet effet, la direction des ressources hydriques, n'a pas hésité dans ce domaine où elle a mené une étude pour le transfert une partie des eaux du barrage de Ouizert vers la plaine de Ghriss pour une partie de la superficie totale (12000 hectares) à savoir 1200 ha.

Dans le domaine de l'irrigation, la solution consiste à identifier les futurs projets en adoptant les techniques et les procédés d'arrosage qui utilisent d'une façon rationnelle et efficace les volumes d'eau réservés.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire de fin d'étude. En effet, la plaine de Ghriss (W- Mascara) est une riche entité agricole.

La mobilisation de l'eau au niveau de barrage d'Ouizert peut permettre actuellement la mise en place d'un système d'adduction et de distribution d'eau à travers l'ensemble de la plaine.

Notre travail s'articule autour de quatre chapitres, à savoir : Etude du milieu, les techniques d'irrigation, étude d'adduction et l'estimation de projet.

Le premier chapitre sera consacré à l'étude du milieu de la zone Ghriss, située à Mascara, à savoir sa situation géographique, géologique et climatique, nous mettons en évidence les différentes tendances du climat régional et une analyse basée sur les indices climatiques.

Le deuxième chapitre donnera un aperçu sur les différentes techniques d'irrigation, en citant leurs avantages et inconvénients afin de choisir le bon type d'irrigation à adopter pour le dimensionnement de son réseau d'irrigation.

Le troisième chapitre sera consacré à un développement des différentes notions générales relatives aux adductions en eau. Sur la base d'une étude technico-économique, le dimensionnement des différents tronçons de l'adduction est réalisé, permettant de dégager les diamètres économiques adéquats, le choix des pompes et la protection contre le phénomène du coup de bélier.

Dans le dernier chapitre, on se penchera sur l'étude quantitative et une estimation approximative du coût du projet en question.

Nous terminerons notre travail par une conclusion générale ainsi qu'une bibliographie.

Chapitre 1 :

*Présentation générale de la
zone d'étude*

1 Introduction :

Le Climat c'est un ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état moyen de l'atmosphère en un lieu donné. La recharge des nappes dépendent toujours du climat c'est-à-dire la quantité de précipitation.

Dans ce chapitre, nous allons essayer de donner une description générale de la zone d'étude du point de vue géologique, hydrogéologique, climatique, morphologique et hydraulique.

2 Localisation de la zone d'étude :

La plaine de Ghriss fait partie du bassin hydrologique de la Macta .Elle se situe au Sud du chef-lieu de la willaya de Mascara.

Cette dernière une vaste étendue qui couvre une superficie totale d'environ 55000 ha.

Elle est limitée :(D.R.E, 2018)

- Au Nord, par les Monts de Beni Chougrane.
- Au Sud, par les Monts de Saida.
- A l'Ouest, par les Monts de Bouhanifia (Djbel Oucilles).
- A l'Est, par le plateau de Tighennif, au-delà duquel commence le bassin de l'Oued Mina.

La morphologie de la plaine de Ghriss présente différents aspects : (D.R.E ,2018)

- Au Nord et à L'Ouest des piémonts formant des bas-reliefs.
- Au centre des buttes témoins d'un autre environnement et des monticules rocheux assez élevés.
- Au Sud d'importants massifs d'aspect tabulaire, coiffés de sommets dépassants 1000 mètres (monts de Nesmot).
- A l'Est, un relèvement du sol forme le sol de Témaznia entre Tighennif et la vallée de l'oued Haddad.

La plaine de Ghriss est une cuvette d'effondrement à topographie plane, encadrée de reliefs aux aspects géologiques divers. (D.R.E, 2018)

Les terrains agricoles entrant dans le cadre de ce projet se trouvent dans la willaya de Mascara et les communes concernées par l'étude sont: Mascara, Maoussa, Matemore, Tizi et Ghriss. (D.R.E, 2018).

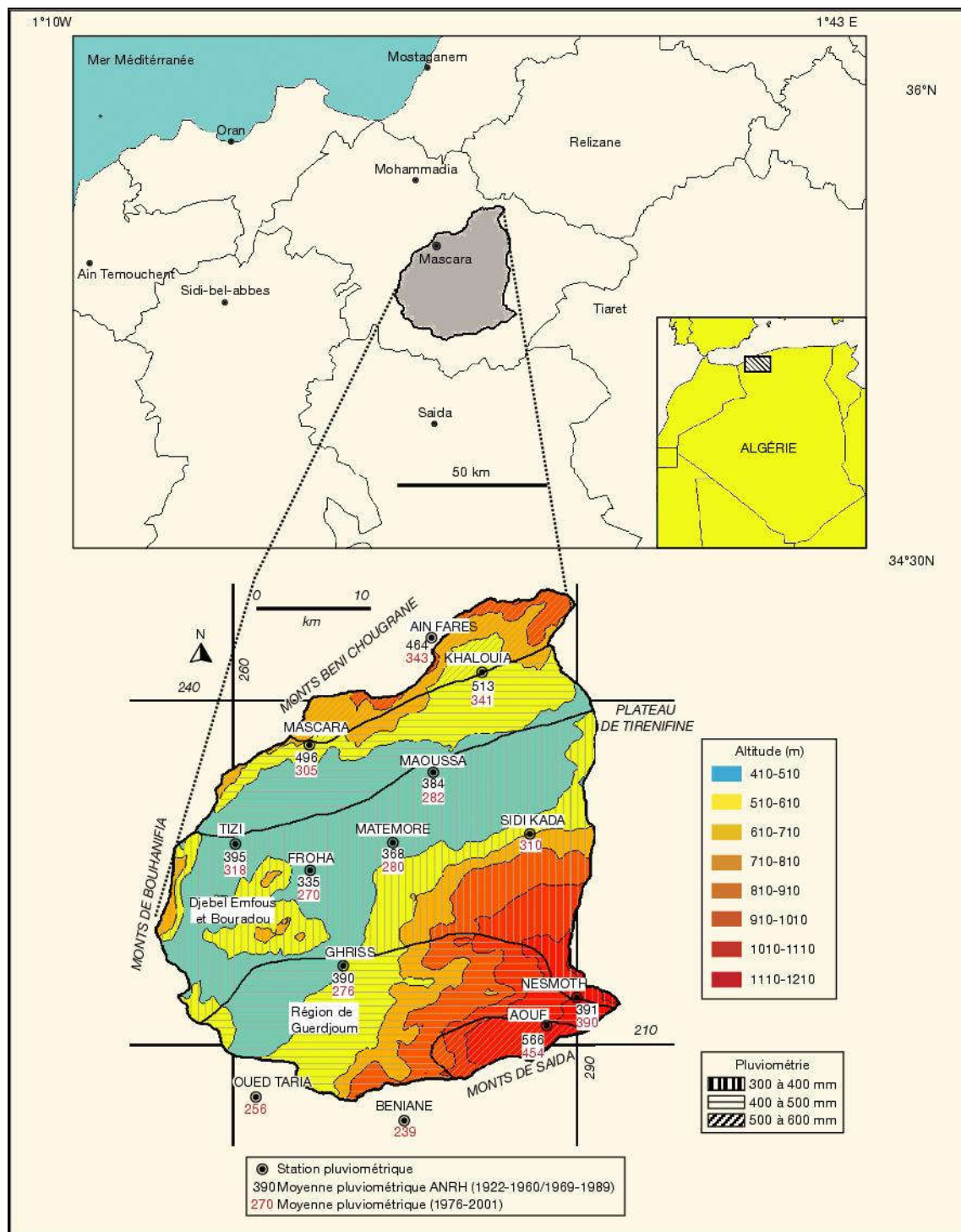


Figure 1: Situation de la plaine de Ghriss (D.R.E, 2018)

3 Caractérisation de la zone d'étude :

3.1 Aspect géologique :

La plaine de Ghriss est une cuvette d'effondrement à topographie plane, encadrée de reliefs aux aspects géologiques divers. (Sourisseau B, 1974).

3.1.1 Bordure nord et ouest :

Les Monts des Beni-Chougrane sont allongés en arc de cercle en direction Sud-Sud Ouest et Nord-Nord Est, très plissés, à ossature Crétacé et recouvrement Tertiaire très épais. Ce sont les vestiges de l'ancien sillon méditerranéen, effondrés et transportés par charriage en deux ensembles principaux ; le Crétacé moyen et supérieur et le Nummulitique (Eocène et Oligocène). (Sourisseau B, 1974).

3.1.2 Bordure sud :

Les Monts de Saida constituent la bordure Sud de la plaine. Ils ont subi une intense tectonique cassante ; ces ensembles s'enfoncent légèrement vers le Nord, ce qui favorise l'écoulement et le drainage des eaux vers la plaine. A Ain Fekan cet ensemble calcaréo-dolomitique du Jurassique Supérieur est limité par une faille qui le met en contact avec le Crétacé inférieur argilo-gréseux. Cette interruption soudaine de la perméabilité » des terrains est à l'origine des sources des Aïoune Fékan, où le Crétacé constitue un véritable barrage souterrain

Des dépôts de destruction, sables argileux rouges et conglomérats, se sont amassés au pied des Monts de Sidi Kadda sur de grandes épaisseurs par endroits. (Sourisseau B, 1974).

3.1.3 Bordure Est :

À L'Est de Tighenif, les affleurements de marnes et d'argiles de L'Oligocène et du Miocène forment une barrière imperméable qui limite nettement les bassins versants de la plaine de Ghriss et de l'Oued Mina. La surface topographique confirme cette séparation. (Sourisseau B, 1974).

3.1.4 Centre de la plaine :

La cuvette correspond à une zone de subsidence marquée par la flexure des couches du Néogène, en bordure des Monts des Beni-Chougrane ; les apports d'alluvionnement argilo-sableux de L'Oued Maoussa continuent de permettre à cette subsidence d'évoluer. Le substratum, effondré, est constitué par les calcaires dolomitiques du Jurassique Supérieur. Au-dessus, se sont déposés localement des conglomérats de base puis un remplissage marin d'argile et marne grisâtre et verdâtre du Miocène inférieur et Moyen.

Au centre de la plaine, la subsidence a permis l'accumulation d'une grande épaisseur de calcaire lacustre. (Sourisseau B, 1974).

3.2 Aspect Hydrogéologique :

La plaine de Ghriss est une identité hydrogéologique indépendante, formée par une superposition de couches perméables aquifères séparées par des formations imperméables qui retiennent ou mettent en charge ces nappes. Ainsi, quatre différentes nappes ont pu être identifiées soit de haut en bas, de la plus récente à la plus ancienne. (Sourisseau B, 1974).

3.2.1 Nappe superficielle :

Elle est contenue dans les dépôts alluvionnaires natifs de la désagrégation des grès, des calcaires lacustres, des calcaires dolomitiques et des marnes des bordures du bassin versant de la plaine. Cette nappe ayant pour exutoire Aïn Fekan est alimentée suivant trois processus qui sont : (Sourisseau B, 1974).

- Alimentation directe par sa propre surface.
- Alimentation par les aquifères adjacents (soit infiltration latérale directe, soit par l'intermédiaire de source).
- Alimentation par les Oueds principalement en période de crue.

3.2.2 Nappe des calcaires lacustres :

C'est une formation hétérogène dont l'extension est beaucoup plus grande. La mise en charge de cette nappe se fait entre les argiles marneuses blanches et rouges du toit et les argiles marneuses vertes du Miocène du mur, les communications avec les autres nappes deviennent alors très difficiles. (Sourisseau B, 1974).

3.2.3 Nappes des sables et grès de Tighennif :

Comme celle des calcaires lacustres, cette nappe est alimentée aux affleurements dans les Beni Chougrane et se biseaute sous la plaine. Elle est bien développée dans le Nord Est de la plaine. (Sourisseau B, 1974).

3.2.4 Nappe des calcaires dolomitique :

Cette nappe est contenue dans la partie supérieure des calcaires qui sont fissurés et karstiques. Les eaux qui s'infiltreront sur les Monts de Saida s'écoulent vers Aïn Fekan, par de grandes fissures et cavernes. (Sourisseau B, 1974).

3.3 Aspect Climatique :

L'étude climatologique est basée sur l'analyse des principaux indices. Les données météorologiques, utilisées dans cette étude sont extraites de la banque de données obtenue auprès de l'Office National de la Météorologie.

Toutes les données météorologiques proviennent de la station de Mascara, seules les données de précipitations proviennent des stations de Maoussa, Matemoure, Ghriss et Froha.

La région d'étude s'intègre au tell Oranais et, elle est caractérisée, de par sa situation géographique, par un climat semi-aride. (Dossier A, 2011).

3.3.1 Pluviométrie:

D'après le climat de l'application de SELTZER, la région d'étude se trouve incluse entre les isohyètes 400 et 500 mm.

Les précipitations moyennes annuelles représentatives pour chaque station de l'aire d'étude évaluées par la moyenne pondérée des pluies aux différentes stations sont d'environ: (Dossier A, 2011).

- 375.59 mm pour la station de Maoussa.
- 326.20 mm pour la station de Froha.
- 342.30 mm pour la station de Matemore.
- 312.50 mm pour la station de Ghriss.

La répartition mensuelle des pluies est donnée par le tableau suivant :

TableauN°1: Répartition mensuelle des pluies en mm (Dossier A, 2011)

Stations	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne annuelle
Maoussa	15.5	39.9	39.3	55.6	53.0	45.4	43.7	42.4	32.7	5.2	1.0	2.2	375.59
Froha	11.0	33.6	33.1	50.7	44.8	45.8	40.2	31.8	27.3	5.2	0.7	2.0	326.2
Matmore	12.8	35.0	35.7	47.4	50.1	38.5	42.3	38.8	29.7	7.6	1.8	2.6	342.3
Ghriss	14.4	26.8	35.0	36.2	38.9	48.0	45.8	30.3	20.7	9.5	2.4	2.4	312.5

D'après ce tableau on distingue:

- Une saison humide qui dure huit (8) mois (d'Octobre à Mai).
- Et une saison sèche de quatre (4) mois (Juin à Septembre) avec des minimums en Juillet et Août.

3.3.2 Température de l'air:

La distribution moyenne mensuelle de la température de l'air est présentée ci-dessous: (Dossier A, 2011).

Tableau N°2: Distribution mensuelle de la température de l'air en T (°C) (Dossier A, 2011)

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Mascara	21.8	17.9	12.9	10.0	9.0	10	12.7	14.2	18.5	23.7	26.4	26.6	17.0

Les températures moyennes mensuelles de la période allant de Novembre à Avril sont inférieures à la moyenne annuelle, tandis que les températures des mois de Mai à Octobre sont supérieures à la moyenne annuelle, voir tableau ci-dessous:

**TableauN°3: Répartitions des températures moyennes mensuelles en T (°C)
(Dossier A, 2011)**

Station	Novembre-Avril	Mai –Octobre	Moyenne annuelle
Mascara	11.5	22.5	17.0

Ceci permet de distinguer deux périodes distinctes dans l'année:

- Saison froids (de Novembre à Avril).
- Saison chaude (de Mai à Octobre).

3.3.3 Humidité relative:

L'humidité relative moyenne annuelle de la zone d'étude est de l'ordre de 60%. La distribution mensuelle de l'humidité est donnée ci-dessous: (Dossier A, 2011).

Tableau N°4: Distribution mensuelle de l'humidité de l'air H(%) (Dossier A, 2011)

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Mascara	56	62	71	74	70	67	62	59	56	46	43	46	60

L'examen de la répartition mensuelle de l'humidité relative, montre que cette dernière est plus élevée en saison chaude les valeurs maximales sont atteintes durant les mois d'hiver 59 à 74%, en saison chaude les valeurs sont minimales varient entre 43 à 56%.

3.3.4 Le vent:

Les valeurs de la vitesse de vent au niveau de la station de Mascara (valeurs mensuelles et annuelles en m/s) sont présentées ci-dessous: (Dossier A, 2011).

**Tableau N°5: Distribution mensuelle de la vitesse du vent dans l'air V en (m/s)
(Dossier A, 2011)**

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Mascara	2.5	2.0	2.4	2.3	2.5	2.2	2.4	3	2.7	2.8	2.6	2.6	2.4

3.3.5 L'évaporation :

L'évaporation est l'un des phénomènes les plus importants du cycle hydrologique. Il permet l'alimentation en vapeur d'eau de l'atmosphère par les cours d'eau, les lacs ainsi que les végétaux. (Dossier A, 2011).

C'est le déficit d'humidité dans l'air ambiant qui provoque l'évaporation. Cette fonction constitue une perte directe à partir des écoulements et des plans d'eau. En Algérie, la hauteur d'eau évaporée annuellement par une surface d'eau libre est presque toujours supérieure à la quantité de pluie tombée sur la même surface. (Dossier A, 2011).

Les valeurs de l'évaporation mensuelle sont estimées à partir de la formule de l'évaporation de la surface d'eau libre des retenues en Algérie qui a la forme suivante: (Dossier A, 2011).

$$E=0.33 n (es-ea) (1+0.39V) \dots\dots\dots(01)$$

Où :

- E** : Evaporation en mm/j;
- es** : Tension de vapeur d'eau correspondante à la température de la surface en millibars ;
- ea** : Tension de vapeur d'eau dans l'atmosphère en millibars;
- V** : Vitesse de vent en m/s ;
- n** : nombre de jours du mois considéré.

Le calcul de valeurs de l'évaporation est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau N°6: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm/j (Dossier A, 2011)

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Mascara	109	69.3	38.3	23.6	27	41.1	72.1	97.7	133.2	163.0	178.7	161.8	1114.8

L'examen de ce tableau montre que l'évaporation est importante pendant la période allant de Mai à Septembre et elle est faible du mois d'octobre à Février.

3.3.6 Evapotranspiration:

Les valeurs moyennes mensuelles et annuelles de l'évapotranspiration des différentes stations dans la zone d'étude sont calculées par le programme CROWAT de la FAO et qui sont données au tableau suivant. (Dossier A, 2011):

Tableau N°7: Evapotranspiration mensuelles en mm/j (Dossier A, 2011)

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Mascara	140.4	93	54.3	38.75	44.95	55.44	93.31	117.6	155.9	197.7	216.4	203.7	1411.4

3.4 Voies de communication :

La zone d'étude est bien desservie par infrastructure routière, tant dans le réseau primaire par 3 routes nationales (RN n°7: Mascara-Sidi Bel Abbes et la RN n°14: Mascara-Tiaret) que par le réseau secondaire (5 chemins de Willaya : CW n°12, CW n°23, CW n°43, CW n°76 et la CW n°93A);ainsi qu'un réseau dense de chemins communaux reliant toutes les agglomérations au réseau primaire et secondaire. (Dossier A, 2011).

3.5 Plan Directeur d'Aménagement et D'Urbanisation(PDAU):

Les plans directeurs d'aménagement et d'urbanisation consultés au niveau des services techniques des communes montrent que les zones d'extensions sont choisies en dehors des limites aires d'enquêtes, loin des terres agricoles. Ce qui nous a amené à garder pour les zones urbaines les limites déjà existantes. (Dossier A, 2011).

3.6 Réseau Hydrographique:

La zone de projet est traversée par un ensemble important de chàaba et d'oued. Ils déversent tous dans l'oued principal El Hammam par l'oued de Ain Fekkan.

Les oueds les plus importants dans l'air d'étude sont les oueds Maoussa,Froha.

Oued Maoussa: collecte les eaux de plusieurs petits affluents de drainant une partie du massif des Beni Chougrane.

Oued Froha: prend naissance dans les monts de Saida, en sortant du massif. Son lit est peu encaissé. Il entaille des gorges assez profondes dans les reliefs des bordures de la plaine. Il coule de l'Est vers l'Ouest ne transportant que de rares galets calcaires dolomiques. Après un cours sinueux marqué par de nombreux méandres, l'oued se perd dans les alluvions au Sud de Froha. Le lit se trouve prolongé par un canal qui rejoint celui de l'oued Maoussa. Ce canal se situe dans le couloir d'Aïn Fekkan où resurgissent les eaux de la nappe phréatique. (Dossier A, 2011).

3.7 Etude Hydrodynamique:

Les mesures de perméabilité réalisées ont permis de déterminer la perméabilité des sols de la plaine de Ghriss. L'analyse des résultats montre que 75% des mesures effectuées ont une perméabilité supérieure à 3.9 cm/h et 25% ont une perméabilité supérieure à 11.2 cm/h, la moyenne de toutes les mesures est de 7.93 cm/h, et selon les normes FAO, les sols de l'aire d'étude sont perméable à très perméables.

En conclusion, les sols de la zone d'étude, présentent une assez bonne perméabilité et ne présentent pas de contrainte d'irrigation.

3.8 La conductivité Hydraulique:

Les résultats de mesures de (Dossier A, 2011) montrent que les valeurs de la conductivité hydraulique varient entre 0.01 et 1.71 (m/j), la moyenne pour toutes les mesures est de 0.22 m/j.

Selon le FAO, ces valeurs indiquent que les sols sont caractérisés par une conductivité faible à très faible. Cela s'explique par la présence d'une texture fine et compacté dans les couches de sols d'où ils présentent un risque d'engorgement. (Dossier A, 2011).

Les zones concernées se trouvent au Nord de Tizi ainsi qu'à l'Est et au Sud de Froha. L'irrigation dans ces zones doit être menée avec précaution en prévoyant le drainage, ces valeurs. (Dossier A, 2011).

Tableau N°8: Répartition des superficies par classe de conductivité. (Dossier A, 2011)

Conductivité hydraulique (m/j)	Superficie (ha)
<0,1	396,19
0,1-0.5	5855,01

4 Ressource en eau :

4.1 Barrage de Ouizert :

4.1.1 Présentation de la ville du Ouizert :

La ville de Ouizert est une petite localité de plus de 2 000 habitants, dépendante de la commune d'Oued Taria, est situé à environ 40 Km du chef-lieu de la wilaya de Mascara.

Le village de Ouizert est limitée comme suit ;

- A l'est par la commune d'Oued Taria,
- A l'ouest par les communes de Ain Frass et Sidi Boubaker (exactement par la localité de Hounet);
- Au nord par la commune de Ain Fekan ;
- Au sud par la commune de Sidi Boubaker (wilaya de Saida).

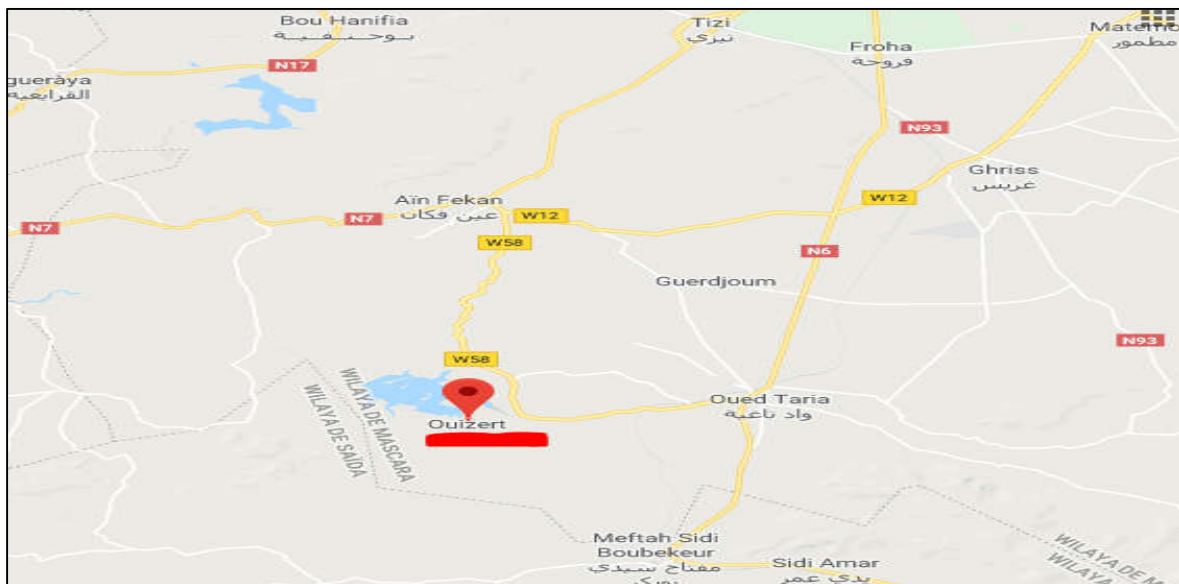


Figure 2: Situation géographique du village de Ouizert

4.1.2 Présentation du barrage de Ouizert :

Le barrage de Ouizert (El Fakia) est situé à environ 4 Km du Nord-Ouest du village de Ouizert, et à 17 km au sud de la localité de Ain fekan. Le barrage est implanté à l'aval de la confluence des oueds Taria et Saida qui se réunissent pour constituer l'oued Sahouet, l'oued de Sahouet est l'un des principaux affluents de l'oued El Hammam (ANBT ,2018).

Le barrage de Ouizert a pour coordonnées : X: 250.55, Y: 206.80, Z: 396.00.



Figure 3 : Vue générale du barrage Ouizert

4.1.3 Fiche Signalitique Du Barrage : (ANBT ,2018)

DONNEES GENERALES

Volume du lac (initial).....	100 000 000 m ³
Superficie des terres inondées.....	700 ha
Volume régularisé.....	32 000 000 m ³
Apport annuel.....	84.000.000 m ³
Niveau de retenue normale (R.N)	448,00 m
Niveau des plus hautes eaux (P.H.E)	449,80 m
Cote du couronnement.....	452,00 m
Superficie du bassin versant.....	2,100 Km ²
Crue de projet : déca millénaire.....	3400 m ³ /s
Crue de chantier : vingtuple.....	500 m ³ /s
Volume mort.....	7 hm3
Taux d'envasement	7 hm3
Débit max. observé durant les travaux.....	1000 m ³ /s
Débit max. vidange de fond (R.N)	100 m ³ /s
Débit conduite Ø 1250 mm et vanne jet creux	5 m ³ /s

OUVRAGES : DIGUE :

Volume totale des remblais.....3.000m³

1- Limon 1 600.000 m³

2- Tout-venant 1A.....	150.000 m ³
3- Filtres et transition (2A, 3A, 3B, 3C°.....	400.000 m ³
4- Matériaux pour drain 2D.....	100.000 m ³
5- Tout-venant poudingue 3	1.550.00 m ³
6- Perré et sous perré 4 et 4A.....	80.000 m ³
7- Batardeau amont.....	120.000 m
8- Hauteur de la digue.....	60 m
9- Longueur en crête.....	950 m
10- Largeur en crête.....	10 m

EVACUATEUR PRINCIPAL (cote 437.50 m)

Longueur coursier.....	387.45m
Longueur saut de ski.....	29.55m
Longueur déversoir à vannes.....	25 m
Equipé de 4 vannes secteurs (hauteur x largeur)	12x10.50 m
Débit max : (3 vannes).....	1800 m ³ /s
Pont routier 4 travées longueur.....	60 m

EVACUATEUR SECONDAIRE

Niveau max. digues fusibles.....	450.00m
Débit max. (3 passes).....	1600.00m ³ /s

TOUR DE PRISE ET CHAMBRE DE VANNES

Hauteur totale (toiture à 459.25)	70 m
2 prises d'eau pour conduite Ø 1250mm	
- Niveau prise inférieure.....	417.00m
- Niveau prise supérieure.....	433.55m

VIDNAGE DE FOND.

2 conduites de dévasement, Ø.....	(400 ÷ 600) mm
Pertuis blindé de section.....	(2.10x3.50) m
Equipé de batardeau avec : Vanne plane de garde et Vanne secteur de réglage	

GALERIE ET BASSIN DE DISSIPATION

Longueur.....	(230 + 50) m
Diamètre galerie.....	7.50 m
Volume total des bétons pour ouvrages.....	100.000 m ³

VOILE D'ETANCHEITE ET TRAITEMENT DE PEAU

Profondeur du traitement.....	60 m
Longueur cumulée des forages.....	56.000,00 ml
Dalle en béton pour injections de peau.....	15.000,00 m ³

5 Conclusion :

Ce qu'il faut retenir de ce chapitre, c'est que notre région d'étude contient une formation composée de trois différents aquifères et aussi une structure géologique faillée qui joue un rôle très important dans le sens d'écoulement et de l'infiltration des eaux.

L'analyse des données climatiques montre que la région est sous climat méditerranéen de type semi-aride, avec un hiver froid et pluvieux, et un été chaud et sec. Avec une évapotranspiration mensuelle d'environ 1411,4 mm/an, et une température moyenne annuelle de 17 °C.

La source d'eau d'irrigation d'une partie de cette plaine sera assurée à partir du barrage de Ouizert d'une capacité égale à 100 Hm³.

Chapitre 2 :

*Aperçu sur les différentes
techniques d'irrigations*

1 Introduction :

L'irrigation est l'opération consistant à apporter artificiellement de l'eau à des végétaux cultivés pour en augmenter la production, et permettre leur développement normal en cas de déficit d'eau induit par un déficit pluviométrique, un drainage excessif ou une baisse de nappe, en particulier dans les zones arides.

On peut distinguer plusieurs techniques et systèmes d'irrigation, qui se sont développées à travers le monde et les civilisations.

2 Techniques d'irrigation :

2.1 Irrigation de surface :

Les irrigations de surface recouvrent l'ensemble des techniques d'irrigation où l'eau disponible en tête de parcelle est répartie sur le terrain à irriguer par un écoulement gravitaire de surface, ne nécessitant aucun aménagement adéquat du sol.

On classe généralement les différentes techniques d'irrigation de surface en trois groupes principaux:

- Les irrigations par submersion, irrigations par ruissellement, irrigations par rigoles d'infiltration. (Missoum R, 2015).
- Les irrigations par submersion consistent à introduire rapidement l'eau dans des bassins convenablement délimités par de petites digues arasées à l'horizontale, puis à laisser cette eau s'infiltrer dans le sol.
- Les irrigations par ruissellement, l'eau ruisselle en nappe mince sur toute la surface à irriguer et s'infiltrer progressivement.
- Les irrigations par rigoles, où les eaux sont répandues sur le sol par débordement de petites rigoles, correspondent à des aménagements sommaires, courants en pays de montagne. On utilise des rigoles de niveau ou des rases (rigoles en oblique) selon la pente du terrain.

Dans les irrigations par rigoles d'infiltration, l'eau ne ruisselle que sur une partie du sol, dans des sillons préalablement aménagés, et s'infiltrer latéralement et verticalement. L'irrigation à la raie est particulièrement adaptée aux cultures en ligne. L'irrigation par corrugations (microsillons) en constitue une variante adaptée aux cultures couvrantes.

2.1.1 Irrigation par bassin :

Cette méthode consiste à introduire la dose d'arrosage à l'intérieur de planches horizontales bordées par des diguettes et formant bassin de submersion.

L'eau est amenée aux bassins par un canal arroseur situé entre deux séries de bassins adjacents. Le débit disponible est déversé successivement dans les différents bassins par des vannages disposés de part et d'autre du canal. La culture du riz qui nécessite des volumes d'eau importants est un des exemples de ce type d'irrigation.

2.1.2 Irrigation à la planche :

L'irrigation à la planche, s'effectue par le ruissellement d'une lame d'eau sur une planche (terrain en pente parfaitement nivelée) délimitée par deux diguettes longitudinales ou levées. L'eau est déversée à la partie supérieure de la planche constituant le petit côté d'un rectangle. Le ruissellement en nappe uniforme implique un nivellement assurant une pente transversale nulle (écart toléré : 2 à 3 cm).

2.1.3 Irrigation à la raie :

Avec l'irrigation à la raie, l'eau ne ruisselle que sur une faible partie de la surface du sol dans des raies ou sillons préalablement aménagés et qui constituent des rigoles d'infiltration. L'irrigation par ruissellement et infiltration présentent plusieurs inconvénients :

- Elle nécessite un aménagement préalable du terrain.
- Le volume d'eau utilisé est important.
- Pertes d'eau considérable.
- Elle nécessite beaucoup de mains d'œuvre.
- La durée de l'arrosage est plus longue.

A cause de ces inconvénients et avec la disponibilité de matériel de l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisée, les surfaces irriguées par l'aspersion et l'irrigation localisée connaissent une augmentation chaque année dans l'Algérie.

2.2 Irrigation par aspersion :

L'irrigation par aspersion est la technique d'arrosage par laquelle l'eau est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression.

Ces appareils rotatifs pulvérisent l'eau en fines gouttes et doivent assurer une répartition aussi uniforme que possible de pluie sur la surface du sol.

2.2.1 Avantages de l'irrigation par aspersion:

- Elle ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface d'irrigation.
- Elle peut être employée quelle que soit la nature du sol arrosé.
- Elle provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie.
- Elle réalise une importante économie d'eau par comparaison avec les autres systèmes d'irrigation ; elle permet un dosage précis et une répartition régulière de la quantité d'eau distribuée.
- Elle met à la distribution des exploitations des conditions d'arrosage très souples.

2.2.2 Inconvénients de l'irrigation par aspersion :

- Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement et qu'elle exige souvent une nombreuse main d'œuvre d'explication.
- Elle favorisait l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont plus fines et l'aire plus sec.
- Elle favorise le développement des mauvaises herbes.
- Elle exige un choix judicieux des époques d'irrigation, toute irrigation intempestive pouvant provoquer au printemps par refroidissement du sol un retard dans la végétation.
- L'eau donnée en pluie passe le sol et provoqué la formation d'un croute superficielle.

2.2.3 Contraintes de l'irrigation par aspersion :

L'irrigation par aspersion sera à écartée dans les régions très régulièrement ventées: pour des vents supérieur à 04 ou 05 m/s, l'homogénéité de l'arrosage est considérable dégradée. Avec des eaux salées sur des plantes à feuillage sensible au sel (risque de brulure). Une atmosphère très sèche jointe à un rayonnement solaire intense aggrave ce risque.

2.2.4 Eléments d'installation de l'irrigation par aspersion :

L'installation de l'irrigation par aspersion comporte trois éléments :

- Un appareil de pompage qui fournit l'eau nécessaire à l'arrosage avec la pression utile, cet appareil n'est pas nécessaire dans le cas où existe un réseau collectif de distribution d'eau sous pression.
- Des conduites sous pression qui distribuent l'eau en tous points utiles de la surface à arroser et qui alimentent les appareils qui projettent et répartissent l'eau sur le sol.
- Ces installations sont fixes, mobiles ou mixtes.

2.2.5 Les différents types d'installation par aspersion :

2.2.5.1 Les équipements classiques :

Les équipements classiques sont ceux qui mettent en jeu des arroseurs à basse et moyenne pression (2 à 4 bras), implantés selon des écartements inférieurs ou égaux à 24 m.

Il y a deux types d'équipements classiques :

- Equipements avec rampes rigides.
- Equipements avec rampes souples et asperseurs sur traineau.

2.2.5.2 Les équipements avec canons ou arroseurs géants à poste fixe :

Les canons d'arrosage ou arroseurs géants fonctionnant à haute pression (04 à 06 bars) et peuvent être implantés à des écartements variant de 36 m à plus de 100 m.

2.2.5.3 Les équipements avec arroseurs automoteurs :

Avec les appareils automatiques, l'équipement de la parcelle à irriguer se réduit à une conduite fixe ou semi- fixe. Cette conduite sera équipée de piquages avec vannes d'arrêt, aux points d'alimentation de différentes bandes à arroser.

2.2.6 Choix d'une installation :

L'examen précédent des divers types d'arroseurs et des différents types d'équipements possible met en évidence l'extrême diversité des choix possibles. Cependant, une série de contraintes vient restreindre le champ des solutions réalisables.

2.2.6.1 Contraintes techniques :

La pression disponible, dans le cadre d'un réseau collectif de distribution, limite la gamme des installations possibles sans supprimeurs.

Le vent s'il est important avec un rythme soutenu, peut conduire, de même à limiter l'écartement envisagé.

La vitesse d'une filtration limitée du sol constitue la limite supérieure de la pluviométrie d'arrosage admissible.

2.2.6.2 Contraintes économiques :

Une contrainte d'ordre économique peut être enfin envisagée pour fixer un plafond aux investissements que l'exploitant pourra consentir. Cette contrainte pourra limiter le degré de couverture de la parcelle en matériel.

2.2.7 Différentes installations à la parcelle :

En pratique, deux solutions extrêmes peuvent être envisagées :

- L'installation totalement fixée
- l'installation totalement mobile.

Dans l'installation fixée, l'ensemble des équipements (pompe, canalisation, asperseur) sont fixés de façon, permanente, ce qui limite une main d'œuvre, mais occasionne des investissements très élevés.

2.2.7.1 Couverture totale (quadrillage total) :

Ce dispositif est le plus utilisé, au lieu d'avoir une seule rampe on couvre toute la superficie à arroser par toute la tuyauterie, celle-ci reste en place durant toute la saison d'arrosage. Dans ce cas, seuls les asperseurs doivent être déplacés et chaque rampe comporte un asperseur et forme une rampe fictive, ce qui permet de réduire le diamètre de la rampe.

2.2.7.2 Couverture intégrale :

La parcelle à arroser est entièrement couverte par des tuyaux et des arroseurs à poste fixé, l'arrosage est commandé par l'ouverture et la fermeture d'une vanne soit manuellement soit automatiquement par commande hydraulique ou électrique. Le débit d'installation qui est généralement élevé reste une contrainte à l'application de ce type de couverture.

2.3 Irrigation localisée :

L'irrigation localisée est une expression qui caractérise un certain nombre de techniques nouvelles en particulier et principalement l'irrigation dite « goutte à goutte » qui ont en commun les caractéristiques suivantes : (Missoum R, 2015).

- Une alimentation en eau à proximité immédiate du système racinaire des plantes cultivées
- L'utilisation souvent répétée à la limite continue de faibles débits instantanés.
- La limitation de la surface humectée du sol à ce qui semble strictement nécessaire, à l'exclusion de la portion du sol qui ne porte pas de plantes.

Aujourd'hui, grâce à la distribution sous pression, on a pu concevoir des systèmes qui peuvent être conduits facilement, qui s'automatisent aisément, et dont les pertes en eau sont négligeables.

2.3.1 Avantages de l'irrigation localisée :

2.3.1.1 Efficience de l'eau :

Peu de pertes par évaporation, puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié inutilement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche, que la croissance des mauvaises herbes est très limitée et n'entraîne donc pas une consommation parasite.

Il n'y a pas de ruissellement, pas de débordement sur les parcelles voisines ; les doses peuvent être mesurées avec précision, ce qui évite les pertes par percolation dans le sol. La répartition de l'eau n'est pas affectée par le vent, les irrégularités du terrain ne gênent pas.

2.3.1.2 Avantages agronomiques :

- L'humidité du sol au voisinage des racines reste constamment élevée sans empêcher une bonne aération du sol.
- La fertilisation par des engrais incorporés à l'eau d'arrosage est aisée.
- L'atmosphère au voisinage des plantes n'est pas saturée d'humidité comme dans l'aspersion.
- les mauvaises herbes se développent peu.

2.3.1.3 Avantages culturels :

- Les activités culturelles ne sont pas gênées par les arrosages.
- Cette technique est compatible avec les cultures faites sous paille ou sous paillage plastique, les rampes se trouvent sous la couverture.

2.3.1.4 Avantages économiques :

Le prix de revient est très influencé par l'espacement des lignes : s'il s'agit des cultures à grands espacements, tels les vergers, le prix de revient est nettement moins élevé que celui d'autres réseaux fixes, comme l'aspersion. Lorsque la distance entre les lignes descend en dessous de 3m, le coût s'élève beaucoup et l'étude économique comparative est indispensable. En ce qui concerne le coût d'exploitation, il est peu élevé, de plus la faible pression.

La méthode se prête en effet à une grande automatisation éliminant une grande partie de main-d'œuvre.

2.3.2 Inconvénient de l'irrigation localisée :

2.3.2.1 Obstruction des goutteurs :

Des particules de sable, des dépôts lents d'argile ou de limons, des précipitations chimiques, le développement de micro-organismes sont les plus souvent rencontrés et favorisent l'obstruction des orifices des goutteurs. Or, cela provoque une mauvaise répartition de l'eau, très nuisible aux cultures s'il n'y est pas porté remède.

Il est à noter que l'entretien et l'élimination des goutteurs obstrués sont longs et onéreux. Le meilleur moyen de prévenir ces obstructions est un procédé par de filtration soignée de l'eau. (Missoum R, 2015).

2.3.2.2 Accumulation de sels :

Pendant la période d'irrigation les sels sont peu refoulés à la périphérie du bulbe humide, plus spécialement près de la surface du sol. Une pluie légère risque alors de les entraîner vers les racines, ce qui est très dommageable.

3 Besoin en eau pour différentes cultures prévues pour la plaine de Ghriss

Selon les données recueillies au niveau de la direction des services agricoles (D.S.A), les différentes cultures prévues, la superficie correspondante, les besoins en eau d'irrigation ainsi que la technique d'irrigation utilisée, sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau N°1: Besoins en eau d'irrigation de cultures

Cultures	Superficie (ha)	Besoin (m³/ha/an)	Besoin Totale (m³/an)	Technique utilisée
Céréales	420	5450	2289000	aspersion
Pastèque	250	3085	771250	aspersion + goutte à goutte
Pomme de Terre	200	4560	912000	
Tomate	150	4913	736950	
Oignon	120	1027	123240	
Agrumes	48	6598	316704	
Arbo + Vignobles	12	6752	81024	aspersion + goutte à goutte
Total	1200		5230168	

Pour un besoin annuel total en eau d'irrigation égal à 5230168 m³, le débit qui sera puisé à partir du barrage d'Ouizert est égal environ à 165 l/s.

4 Conclusion :

Le choix d'un système d'irrigation rationnel pratiquement utilisable et économique doit tenir compte les critères suivants :

- le type de culture.
- les contraintes existantes dans la pratique.
- la maîtrise de la technique par l'exploitant.
- le coût de l'installation.

Pour la plaine de Ghriss, la superficie totale cultivable est estimée à 1200 ha, la technique d'irrigation adoptée est l'aspersion et le goutte à goutte.

Chapitre 3 :

Etude de l'adduction

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif d'étudier l'adduction, à savoir, les différentes conduites, appareils et ouvrages. Cela se fait sur la base d'une étude technico-économique après choix de la nature de la canalisation à utiliser.

Cette étude technico-économique repose principalement, sur l'application des formules de Bonin, Bresse modifiée et Vibert...etc. Afin de déterminer le diamètre le plus économique tout en prenant en considération le facteur d'amortissement et d'exploitation.

Définition et types d'adduction :

Littéralement, les adductions d'eau représentent le transport d'un volume d'eau d'un lieu géographique vers un autre, souvent d'un lieu de captage vers un lieu de Stockage ou d'utilisation. Les ouvrages assurant cette fonction sont généralement des conduites ou des canaux. L'écoulement dans ces derniers est soit gravitaire ou par refoulement (par pompage) en collaboration avec d'éventuels ouvrages intermédiaires (bassin ou bêche de prise. (Bensaada W, Benouna I ,2014).

Ils peuvent se caractériser sous différentes échelles (débits, distance...) et remplis des objectifs quantitatifs et/ou qualitatifs.

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

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

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 ; la source d'eau doit se situer à une côte supérieure à celle du réservoir d'accueil.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge. Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu :

- faible pente et sensiblement constante ;
- les aqueducs ne doivent pas se mettre en charge ;
- longueurs des aqueducs généralement grandes ;
- faible vitesse donc grande section transversale ;
- systèmes particuliers selon topographie naturelle: sur arcades, en siphon, en tunnel ;
- des pertes possibles d'eau: évaporation, infiltration possible ;
- qualité des eaux: possibilité de drainage de la pollution.

Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression. Ce mode d'adduction a les avantages suivants :

- Permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs ;
- l'eau est isolée du milieu extérieur: moins de pertes et pas de risque de pollution ;
- pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite.

Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs.

Ce sujet étant largement développé en hydraulique, nous nous contenterons de quelques rappels et quelques applications aux réseaux d'eau (Bensaada W, Benouna I ,2014).

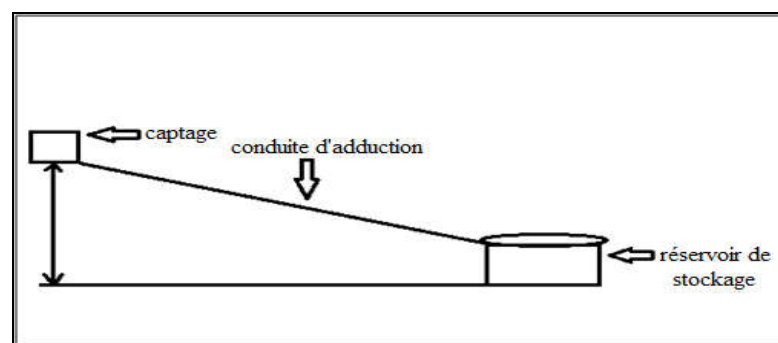


Figure 1:Schéma d'une adduction gravitaire

La charge hydrique :

Rappelons que la charge hydrique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par ;

$$H = \alpha \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + Z \dots\dots\dots(02)$$

Ou :

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

P : est la pression moyenne dans la conduite, en Pa ;

g : est l'accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Z : est la cote moyenne de la conduite, en m ;

ρ : est la masse volumique de l'eau (≈1000kg/m³) ;

α : est un coefficient du à la non homogénéité des vitesses dans la section (≈1,05), il est souvent égal à 1.

Perte de charge linéaire :

On définit la perte de charge linéaire J_{lin} par l'expression universelle suivante (formule dite de Darcy-Weisbach) :

$$\Delta H = J_{lin} = \lambda L \frac{V^2}{2gD} \dots\dots\dots(03)$$

L : Longueur totale de la conduite (en m) ;

λ : Coefficient de perte de charge déterminer en fonction de la viscosité, du régime d'écoulement ($Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$) et de la rugosité relative (Ks/D).

Ks ; étant la rugosité de la conduite ;

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

Perte de charge singulière :

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduites (élargissements, rétrécissements, diaphragmes,..) ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, déviations, robinets, vannes...). Ces singularités se comportent des «ouvrages courts» et provoquent des pertes des charges locales.

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

$$\Delta H = k \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (04)$$

Où :

k : Coefficient de perte de charge singulière, dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

Ligne piézométrique et ligne de charge :

La charge hydraulique peut être en deux différentes grandeurs :

$$H = H^* + H_d$$

Avec :

$$H^* = \frac{P}{\rho g} + Z \dots\dots\dots (05)$$

$$H_d = \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (06)$$

Ou :

H^* est la « charge statique » et H_d est appelée « la charge dynamique »

Ligne piézométrique :

la courbe représentant sur la verticale, la ligne des niveaux de charge statique H^* en fonction de x (le long d'une conduite ou d'une canalisation suivant le sens de l'écoulement). Est appelée la ligne piézométrique (Bensaada W, Benouna I, 2014).

Ligne de charge :

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite, Suivants 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 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 conduits réelles d'adduction, nous pouvons confondre les deux lignes (de charge et piézométrique) puisque le terme de vitesse $\left(\frac{V^2}{2g}\right)$ est généralement faible par rapport à la charge statique.

Caractéristique hydraulique d'une conduite en charge :

La plupart des écoulements industriels se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, ou l'expression du coefficient de perte de charge λ devient indépendant du nombre de Reynolds.

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

$$J_{lin} = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} Q^2 \quad \dots\dots\dots (07)$$

Soit sous forme : $J = RQ^2 \quad \dots\dots\dots (08)$

Ou :

$R =$ est appelé résistance de la conduite, elle ne dépend donc que des caractéristiques de la canalisation.

Réseaux de conduites :

Dans un réseau d'adduction ou de distribution nous pouvons rencontrés des conduites placées en séries et/ou des conduites placées en parallèles.

Conduites en série :

Les conduites en séries sont traversées par le même débit, la perte de charge totale étant la somme des pertes de charge linéaire et singulière:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_n$$
$$J_{tot} = J_1 + J_2 + J_3 + \dots + J_n$$

Conduites en parallèles :

Les conduites en parallèles ont la même perte de charge .le débit total traversant toutes les conduites est la somme des débits :

$$J_1 = J_2 = J_3 = \dots = J_n$$
$$Q_{tot} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n$$

Adduction par refoulement :

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

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 de commande ;
- la salle des machines comptant généralement plusieurs groupes élévatoires.

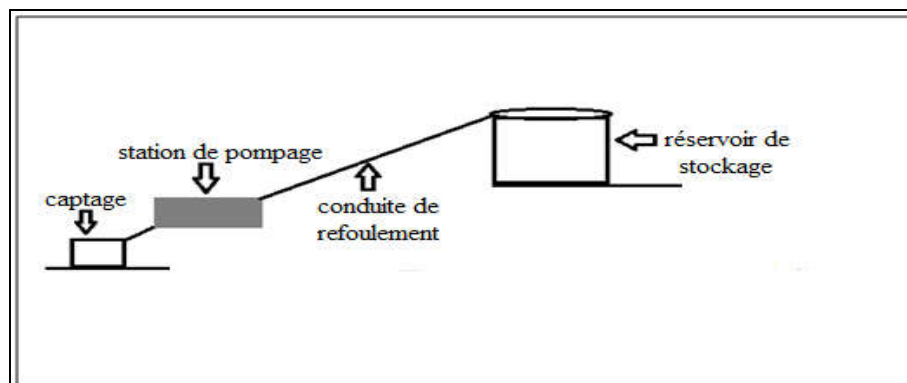


Figure 2:schéma d'une Adduction par refoulement

Type de canalisation :

Les matériaux utilisés pour la fabrication des canalisations sont variés et différent 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 (Bouchaib S, Chadli I, 2017).

Acier :

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

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.

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. 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 (Bouchaib S, Chadli I, 2017).

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. Leur emboîtement mâle et femelle avec joint d'étanchéité est conçu pour des pressions de 02 à 20 bars. 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.

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.

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.

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.

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.

La fonte grise possède les caractéristiques suivantes:

- Résistance à la compression,
- Aptitude au moulage,
- Résistance à l'abrasion,
- Usinabilité,
- Résistance à la fatigue.

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. 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 $Re \geq 270 \text{ Mpa}$,
- une résistance à la traction de $Rm \geq 420 \text{ Mpa}$,
- 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 (Bouchaib S, Chadli I, 2017).

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 alliée à une certaine flexibilité.

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.

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 100ans.

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.

Polyéthylène (PE) :

Il existe deux qualités des canalisations en polyéthylène :

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.

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. (CQREPA, 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 : (Bouchaib S, Chadli I, 2017).

- les assemblages par soudure qui se subdivisent en assemblage par Electro soudage et assemblage par soudage bout à bout
- les assemblages mécaniques.

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.

Choix du tracé :

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des conditions d'ordre technique et économique suivantes :

- Rechercher le profil en long le plus régulier de façon à obtenir de longs alignements raccordés par des courbes très ouvertes, le profil ne suivra pas forcément le niveau du sol.
- Pour éviter les contre pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts, des sur profondeurs et des sous profondeurs par rapports à la profondeur normale seront parfois inévitables. On s'efforcera de maintenir la pente du profil de pose au-dessus de 0,002m/m.

- Le profile sera étudié de façon que l'air puisse être évacué facilement car, les cantonnements d'air engendrent la rupture de la veine liquide.
- Pour réduire les frais d'investissement, on doit rechercher le tracé le plus court possible, tout en évitant autant que possible la traversée des obstacles.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragile (traversé de routes, rivières....).

Choix du type des conduites :

Les critères à respecter pour faire le choix du type des conduites sont : (Chafi, 2017)

- Le diamètre économique.
- La pression de l'eau.
- Les pertes de charges
- La nature du terrain.
- Disponibilité sur le marché.

Le choix de la nature de la canalisation dans la présente étude, est porté sur le PEHD et FONTE, vu les avantages technico-économique qu'il présente ; à savoir :

- La disponibilité sur le marché national ;
- Le coût relativement faible (l'achat, le transport, la manutention et la pose) ;
- Ne nécessitant aucun frais pour son entretien ;
- Les paramètres techniques qui le caractérisent (pression nominale).

Etude technico-économique des conduites :

Le choix du diamètre du refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation. Cependant la vitesse d'écoulement doit rester comprise entre 0,5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans les calculs des conduites sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

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 du 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 petit diamètre. P_c est plus faible mais (P_g) et (P_e) seront plus élevé. Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permette d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix du m^3 d'eau élevé, tenu compte de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et la consommation d'énergie) en fonction du diamètre D .

Les diamètres économiques des conduites d'adduction sont généralement déterminés par une les relations suivantes :

Adduction gravitaire :

Le calcul du diamètre du tronçon à écoulement gravitaire (**Barrage – Station de pompage N°1**) se fait par l'application des formules suivantes :

1. Formule de Dupuit : $D = \left(0,001858 \frac{(Q)^2}{j} \right)^{1/5,465} \text{ (m)} \dots\dots\dots(09)$

2. $D_{\text{econ}} = 0,95Q^{0,43} \text{ (m)} \dots\dots\dots(10)$

3. Formule de Lechapt et Calmon : $\Delta h = a \frac{Q^n}{D^m} \text{ (m)} \dots\dots\dots(11)$

‘a, n et m des coefficients voir tableau ci-après’

4. Formule de Hazen-Williams: $\Delta h = 10.69 \frac{Q^{1.85}}{C_{HW}^{1.85} D^{4.87}} L \text{ (m)} \dots\dots\dots(12)$

Avec:

D : Diamètre de la conduite en [m].

Q : Débit transitant dans le tronçon en [m^3/s].

j : perte de charge unitaire.

Δh : perte de charge total.

a, n et m : coefficients de Lechapt et Calmon.

C_{HW} : coefficient de Hazen-Williams .

L : longueur du tronçon en question (m)

Adduction par refoulement :

Le calcul du diamètre des tronçons à écoulement par refoulement (**Station de pompage N°1– Station de pompage N°2**) et (**Station de pompage N°2– Bassin de stockage**) se fait par l'application des formules suivantes :

1. Formule de Jacques BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (13)

2. Formule de Charles BRESSE modifiée : $D = 0,8.Q^{1/3}$ (14)

3. Formule de A. Vibert (1948): $D = 1,456 \left(\frac{e^*n}{f} \right)^{0,154} Q^{0,46}$ (15)

Avec :

D : Diamètre de la conduite en [m].

Q : Débit transitant dans le tronçon en [m³/s].

e : Prix d'énergie (4.15 DA/KWh). (SONALGAZ, 2018).

n : nombre d'heures de travail de la station de pompage pendant 24 heures.

ex : pour un fonctionnement continu $n=24/24=1$ (notre cas).

f : prix d'un kg de matériau de conduite (500 DA/kg).

On fait un calcul détaillé en tenant compte des frais d'amortissement de la conduite ainsi que ceux d'exploitation de la station de pompage, les diamètres en question sont ceux résultants des applications des différentes formules (BONNIN, Charle BRESSE modifiée et celle de Vibert).

Calcul de la vitesse :

La vitesse se calcule selon la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots (16)$$

Où :

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

Q : débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;

D : diamètre de la conduite (m).

Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations.

Elles se présentent sous deux formes :

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

Les pertes de charges linéaires :

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$J_{lin} = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD} \dots\dots\dots(17)$$

Avec :

J_{lin} : pertes de charge linéaires (m) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}^2$) ;

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

il est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Log} \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \dots\dots\dots(18)$$

Où :

K : rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface de la paroi interne de la conduite, elle est fonction de l'âge de la conduite :

$$K = K_0 + \alpha T \dots\dots\dots(19)$$

Avec :

K_0 : rugosité absolue de la conduite neuve ;

α_v : coefficient de vieillissement des conduite déterminé à partir de l'abaque de **Mr Peter LAMONT** prise égale à 0.00360 mm/an pour une eau de faible agressivité..

T : temps de service (dans notre cas $T = 50$ ans). (Chiali, 2018)

La rugosité engendre des pertes de charge qui dépendent :

- Des paramètres hydrauliques qui sont : la vitesse, le diamètre et la pression.
- Des paramètres physicochimique de l'eau le pH et la dureté.

Re : nombre de Reynolds ;

$$\text{Re} = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots(20)$$

ν : viscosité cinématique de l'eau calculé par la formule de Stokes :

$$\nu = \frac{0.00178}{1 + 0.00337t + 0.000221t^3} \dots\dots\dots(21)$$

Où :

t : température de l'eau (20 °C) d'où $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Les pertes de charges singulières :

Elles sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires :

$$J_{\text{sing}} = 0,1 J_{\text{lin}} \dots\dots\dots(22)$$

Les pertes de charges totales :

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charges linéaires et singulières :

$$J_T = J_{\text{sing}} + J_{\text{lin}} = 1.1 J_{\text{lin}} \dots\dots\dots(23)$$

Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation :

Elle est calculée comme suit :

$$H_{\text{mt}} = H_g + J_T \dots\dots\dots(24)$$

H_g : hauteur géométrique (m) ;

J_T : perte de charge totale (m).

Puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H_{\text{mt}}}{\eta} \dots\dots\dots(25)$$

Où :

P_a : puissance absorbée par le moteur (kW) ;

H_{mt} : hauteur manométrique totale (m) ;

Q : débit à transit (m³/s), pour notre cas $Q = 0.165 \text{ m}^3/\text{s}$.

η : Rendement moyen de la pompe, pris égal à 72 %.

Energie consommée par le moteur :

$$E = Pa \cdot t \cdot 365 \dots\dots\dots(26)$$

Où :

E : énergie consommée par le moteur (kWh) ;

Pa : puissance absorbée par le moteur (kW) ;

t : temps de pompage (24h).

Frais d'exploitation :

Données par :

$$F_{expl} = E * e \dots\dots\dots(27)$$

Où :

Fexp : frais d'exploitation (DA) ;

E : énergie consommée par la pompe (kWh) ;

e : prix d'un kWh, (e = 4.15 DA) (SONELGAZ, 2018).

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement seront calculés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{unit} * L * A \dots\dots\dots(28)$$

Où :

Fam : frais d'amortissement (DA) ;

Punit : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;

L : longueur de la conduite (m).

A : annuité

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots(29)$$

Où :

i : taux d'intérêt annuel = 5,5% (BADR, 2018).

n : nombre d'années d'amortissement (n= 50 ans). (Chiali, 2018).

Application :

Les adductions étudiées sont les suivantes :

Barrage→SP1: du barrage jusqu'à la station de pompage N°1 (SP1) ;

SP1 →SP2: de la station de pompage N°1 jusqu'à la station de pompage N°2 (SP2) ;

SP2 →Bassin de stockage : de la station de pompage N°2 jusqu'au bassin de stockage.

Tronçon : Barrage – Station de pompage N°1 (Ecoulement gravitaire) : (voir la page 69)

Pour ce tronçon, l'écoulement est assuré par gravité, avec comme cote de départ (barrage) égale à 433m, et cote d'arrivée (station de pompage N°1) égale elle aussi à 400m, sur une longueur de 750m.

Pour calculer le diamètre économique qui assure l'écoulement d'un débit supposé égale à 165 l/s, on applique les formules suivantes :

5. Formule de Dupuit : $D = \left(0,001858 \frac{(Q)^2}{j} \right)^{1/5,465} \text{ (m)}$

6. $D_{\text{econ}} = 0,95 Q^{0,43} \text{ (m)}$

7. Formule de Lechapt et Calmon : $\Delta h = a \frac{Q^n}{D^m} \text{ (m)}$ 'a, n et m des coefficients voir tableau ci-après'

8. Formule de Hazen-Williams : $\Delta h = 10.69 \frac{Q^{1.85}}{C_{HW}^{1.85} D^{4.87}} L \text{ (m)}$

TableauN°1: Valeurs de correspondance des coefficients de Hazen-Williams et Lechapt et Calmon en fonction de la rugosité

Rugosité (mm)		2	1	0,5	0,25	0,1	0,05	0,025
Coef. Hazen-Williams		95	106	116	130	136	141	145
Lechapt et Calmon $j = a \frac{Q^n}{D^m}$	A	$1,865 \cdot 10^{-3}$	$1,601 \cdot 10^{-3}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	$1,16 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$1,049 \cdot 10^{-3}$	$1,01 \cdot 10^{-3}$
	N	2	1,975	1,96	1,93	1,89	1,86	1,84
	M	5,33	5,25	5,19	5,11	5,01	4,93	4,88

Pour notre cas, on prend une rugosité égale à 0,05 mm (conduit en PEHD)

Résultats de l'application des différentes formules citées ci-dessus :

Tableau N°2: Gamme de diamètre à prendre

Formules	Q= 165 l/s , L=750 m , Z _{bar} =433 m , Z _{stp} =400 m		
	Ø calculé (mm)	Ø commercial (mm)	Vitesse (m/s)
Dupuit	290	315	2,11
$D_{econ} = 0,95Q^{0,43}$ (m)	437	400	1,31
Lechapt et Calmon	237	315	2,11
Hazen-Williams	237	315	2,11

Conclusion : En interprétant les résultats, on opte pour un diamètre de **Ø315** avec une vitesse d'écoulement égale à **2,11 m/s**, en tenant compte de la qualité de l'eau (eau brute, parfois turbide).

Tronçon : Station de pompage N°1- station de pompage N°2 : (voir la page 69)

Pour calculer le diamètre économique qui assure l'écoulement d'un débit supposé égale à 165 l/s, on applique les formules suivantes :

1) Formule de Jacques BONNIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

$$D = \sqrt{0,165} = 0,406 \text{ m}$$

On prend un diamètre commercial Ø 400

2) Formule de Charles BRESSE modifiée :

$$D = 0,8.Q^{1/3}$$

$$D = 0,8*(0,165)^{1/3} = 0,438 \text{ m}$$

On prend un diamètre commercial Ø 450

3) Formule de A. Vibert (1948) :

$$D = 1,456 \left(\frac{e*n}{f} \right)^{0,154} Q^{0,46}$$

$$D = 1,456 \left(\frac{4,15*1}{500} \right) = 0,303 \text{ m}$$

On prend un diamètre commercial Ø 315

Tableau N°3: Gamme de diamètre à prendre

Adduction	Débit (m ³ /s)	Diamètre calculé (m)			Diamètre commercial (m)			
		A. Vibert	Bonnin	Bresse modifiée	D1	D2	D3	D4
SP1→SP2	0,165	0,303	0,406	0,438	0,315	0,355	0,400	0,450

Donc, selon les résultats obtenus à partir des formules de Bonin, Bresse modifiée et de Vibert, la gamme de diamètres en PEHD à prendre en considération dans nos calculs est la suivante : **Ø315, Ø355, Ø400, Ø450**, (selon l'album des fabricants des conduites en PEHD)

Calcul des pertes de charge :

Tableau N°4: Pertes de charge linéaires de chaque diamètre

Adduction	Perte de charge (m)			
	Ø315	Ø355	Ø400	Ø450
Coef. de p.d.c λ	0,019	0,019	0,021	0,022
SP1→SP2	95,80	52,61	32,14	18,5

Tableau N°5: Pertes de charge singulières de chaque diamètre

Adduction	Perte de charge (m)			
	Ø315	Ø355	Ø400	Ø450
SP1→SP2	9,58	5,261	3,214	1,85

Tableau N°6: Pertes de charge total de chaque diamètre

Adduction	Perte de charge (m)			
	Ø315	Ø355	Ø400	Ø450
SP1→SP2	105,38	57,87	35,35	20,35

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau N°7: les frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA/ml)	Prix de la conduite (DA)	Annuité Prix*0,059 DA
315	7000	15667,82	109674740	6470809,66
355	7000	19937,71	139563970	8234274,23
400	7000	25304,47	177131290	10450746,11
450	7000	31969,62	223787340	13203453,06

Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation :

Tableau N°8: Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

Diamètre en (mm)	J _{lin} (m)	J _{sing} (m)	J _T (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	95,8	9,58	105,38	75	180,38
355	52,61	5,261	57,87	75	132,87
400	32,14	3,214	35,35	75	110.35
450	18,50	1,850	20,35	75	95.35

Calcul les frais d'exploitation :

Tableau N°9: Les frais d'exploitation

Diamètre en (mm)	Puissance (KW)	Puissance annuelle (KWh)	Prix d'un KWh (DA)	Prix de l'énergie (DA)
315	405,52	3552355,2	4,15	14742274,08
355	298,70	2616612	4,15	10858939,8
400	248,08	2173180,80	4,15	9018700,32
450	214,36	1877793,60	4,15	7792843,44

Tableau N°10: Bilan de l'étude technico-économique pour la conduite de refoulement

	Les diamètres (mm)			
	315	355	400	450
Frais d'amortissement	6470809,66	8234274,23	10450746,11	13203453,06
Frais d'exploitation	14742274,08	10858939,8	9018700,32	7792843,44
Total	21213083,74	19093214,03	194694446,43	20996296,5

Conclusion : le bénéfice va donc au diamètre 355mm, type PEHD, PN16. Après calcul, les caractéristiques de ce tronçon sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau N°11: Caractéristiques de la conduite du tronçon station de pompage N°1 – station de pompage N°2

Tronçon	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
SP1 → SP2	7000	0,165	355	1,66

Tronçon : Station de pompage N°2- Bassin de stockage : (voir la page 69)

Pour calculer le diamètre économique qui assure l'écoulement d'un débit supposé égale à 165 l/s, on applique les mêmes formules utilisées pour le cas du tronçon SP1 – SP2:

Tableau N°12: Gamme des diamètres à prendre en considération

Adduction	Débit (m³/s)	Diamètre calculé (m)			Diamètre commercial (m)			
		A. Vibert	Bonnin	Bresse modifiée	D1	D2	D3	D4
SP2→Bassin de stockage	0,165	0,303	0,406	0,438	0,300	0,350	0,400	0,450

Donc, selon les résultats obtenus à partir des formules de Bonin, Bresse modifiée et de Vibert, la gamme de diamètres en fonte à prendre en considération dans nos calculs est la suivante : **Ø300, Ø350, Ø400 et Ø450**, pour PN30 et PN40.

Calcul des pertes de charge :

Tableau N°13: Pertes de charge linéaires pour chaque diamètre

Adduction	Perte de charge (m)			
	Ø300	Ø350	Ø400	Ø450
Coef. de p.d.c λ	0,020	0,018	0,021	0,022
SP2→ Bassin de stockage	274,22	115,02	66,58	38,33

Tableau N°14: Pertes de charge singulières de chaque diamètre

Adduction	Perte de charge (m)			
	Ø300	Ø350	Ø400	Ø450
SP2→Bassin de stockage	27,422	11,502	6,658	3,833

Tableau N°15: Pertes de charge total de chaque diamètre

Adduction	Perte de charge (m)			
	Ø300	Ø350	Ø400	Ø450
SP2→Bassin de stockage	301,64	126,52	73,24	42,16

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau N°16: Les frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA/ml)	Prix de la conduite (DA)	Annuité Prix*0,055 DA
300	14500	9656,23	140015335	7700843,43
350	14500	12420,82	180101890	9905603,95
400	14500	14644,37	212343365	11678885,08
450	14500	17192,13	249285885	13710723,68

Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation :

Tableau N°17: Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

Diamètre (mm)	J _{lin} (m)	J _{sing} (m)	J _T (m)	Hg (m)	Hmt (m)
300	274,22	27,422	301,64	158	459,64
350	115,02	11,502	126,52	158	284,52
400	66,58	6,658	73,24	158	231,24
450	38,33	3,833	42,16	158	200,16

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau N°18: Les frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kW)	Puissance annuelle (KWh)	Prix d'un KWh (DA)	Prix de l'énergie (DA)
300	1033,32	9051883,2	4.15	37565315,28
350	639,63	5603158,8	4.15	23253109,02
400	519,86	4553973,6	4.15	18898990,44
450	449,98	3941824,8	4.15	16358572,92

Tableau N°19: Bilan de l'étude technico-économique pour la conduite de Station de pompage N°2 – Bassin de stockage

	Diamètres (mm)			
	300	350	400	450
Frais d'amortissement	7700843,43	9905603,95	11678885,08	13710723,68
Frais d'exploitation	37565315,28	23253109,02	18898990,44	16358572,92
Total	45266158,71	33158712,97	30577875,52	30069296,6

Conclusion : le bénéfice va donc au diamètre 450 mm, type Fonte. Après calcul, les caractéristiques de ce tronçon sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau N°20: Caractéristiques de la conduite du tronçon station de Pompage N°2 - Bassin de stockage

Tronçon	Longueur (m)	Débit (m³/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
SP2→Bassin de stockage	14500	0,165	450	1,04

La conduite de ce tronçon est du type fonte Classe C dont les différentes pressions supportées par cette dernière sont données sur le tableau ci-dessous.

Tuyau classe C

DN mm	Classe de pression	PFA MAX (bar)	PMA MAX (bar)	PEA MAX (bar)
80	C40	40	48	53
100	C40	40	48	53
150	C40	40	48	53
200	C40	40	48	53
250	C40	40	48	53
300	C40	40	48	53
350	C40	30	36	41
400	C40	30	36	41
450	25	30	36	41
500	C40	30	36	41
600	C40	30	36	41
700	C40	25	30	35
800	C40	25	30	35
900	C40	25	30	35
1000	C40	25	30	35
1100	C40	25	30	35
1200	C40	25	30	35

PFA (Pression de Fonctionnement Admissible)

Pression hydraulique maximale à laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service. C'est la pression jusqu'à laquelle le réseau peut fonctionner en continu.

PMA (Pression Maximale Admissible)

Pression maximale, y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de temps à autre en service. C'est la pression jusqu'à laquelle le réseau peut fonctionner en continu en tenant compte des coups de bélier.

PEA (Pression d'Epreuve Admissible)

Pression hydrostatique maximale à laquelle un composant nouvellement mis en oeuvre est capable de résister. C'est la pression jusqu'à laquelle le réseau peut fonctionner en continu pendant un laps de temps relativement court afin de s'assurer de l'intégrité et de l'étanchéité de la conduite.

Choix de pompes :

Pompe :

Les pompes sont des machines servant à relever l'eau en augmentant sa pression ; leur emploi peut s'imposer en de multiples points d'un circuit d'adduction et de distribution d'eau et, dans certains cas, dans un réseau d'assainissement. On cherchera presque toujours à choisir leur emplacement de façon à limiter le nombre de points ou leur emploi sera nécessaire (Bonnin, J 1982).

Les différents types de pompes :

Il existe deux grandes catégories de pompes :

- ❖ les turbopompes,
- ❖ les pompes volumétriques.

Les turbopompes :

Ce sont les plus employées. On distingue :

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

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la Pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

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

Eléments de base pour le choix des pompes

Le choix d'une pompe se fait à partir d'un catalogue de pompes disponible auprès des manufacturiers. Le choix de cette dernière est fonction du débit à refouler et de la hauteur maximale exigée (Hmt). Le point de fonctionnement (intersection des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite) doit être optimum, c'est-à-dire :

- Hauteur d'élévation égale ou légèrement supérieure à l'Hmt calculée ;
- Rendement de la pompe optimum (maximum) ;
- Puissance absorbée optimale ;

Choix de pompes :

Pour le choix des pompes convenables pour le refoulement d'un débit total égal à 165 l/s, à la hauteur exigée, pour les deux tronçons étudiés (SP1- SP2 et SP2 – Bassin de stockage), on a utilisé le logiciel 'Caprari pump tutor'. Avec ce même logiciel, on a déterminé le point de fonctionnement.

Tableau N°21: Caractéristiques adaptées pour le choix des pompes

	Débit (l/s)	Hg (m)	Hmt (m)
Station N°1	165	75	132,87
Station N°2	165	158	200,16

Station de pompage N°1

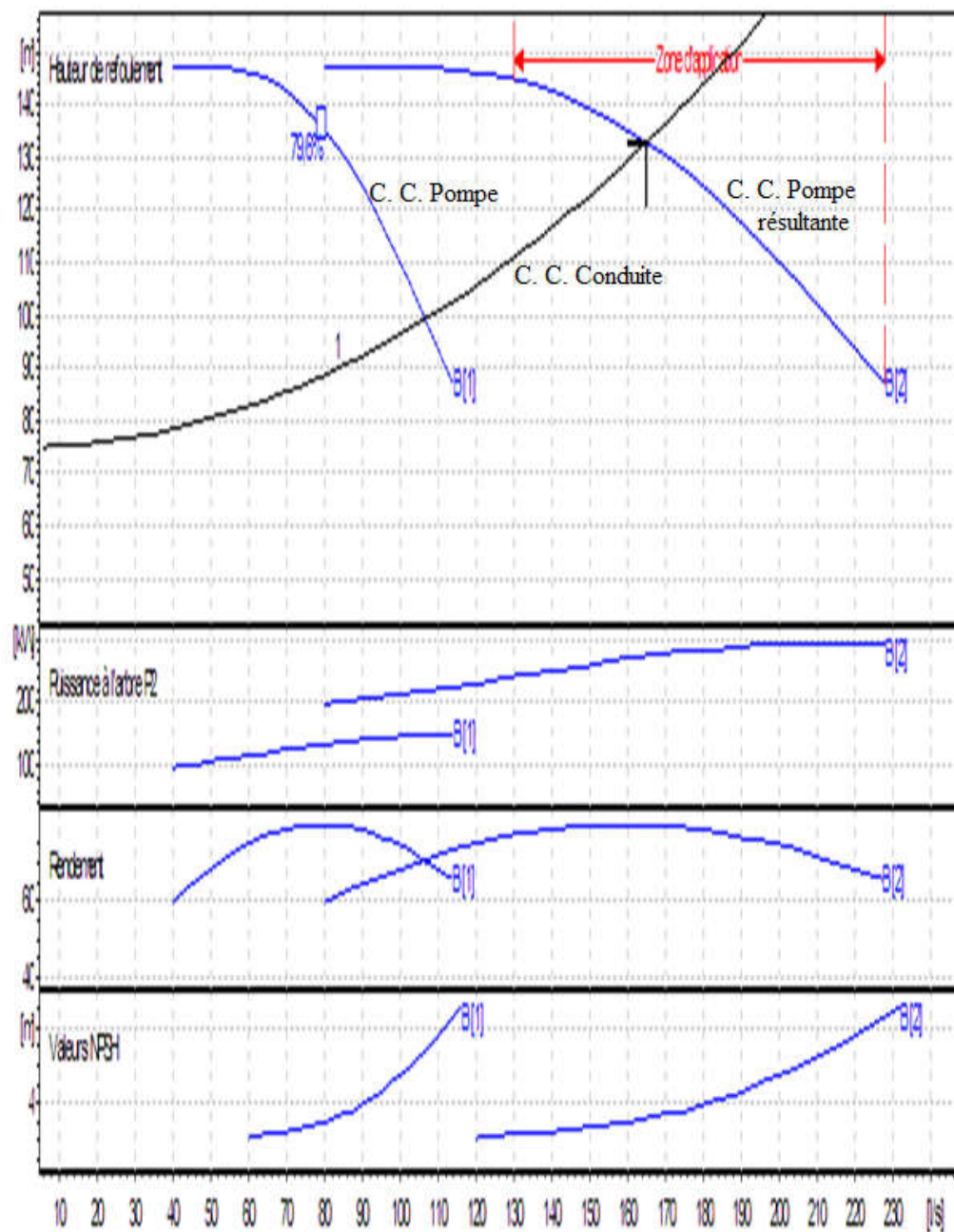


Figure 3: Courbes caractéristiques de la pompe

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	165	165
H	m	133	133
P2	kW		271
Rend.	%		79,5
NPSH	m		3,12

Toutes les caractéristiques de la pompe et du moteur, sont données en annexe.

Station de pompage N°2

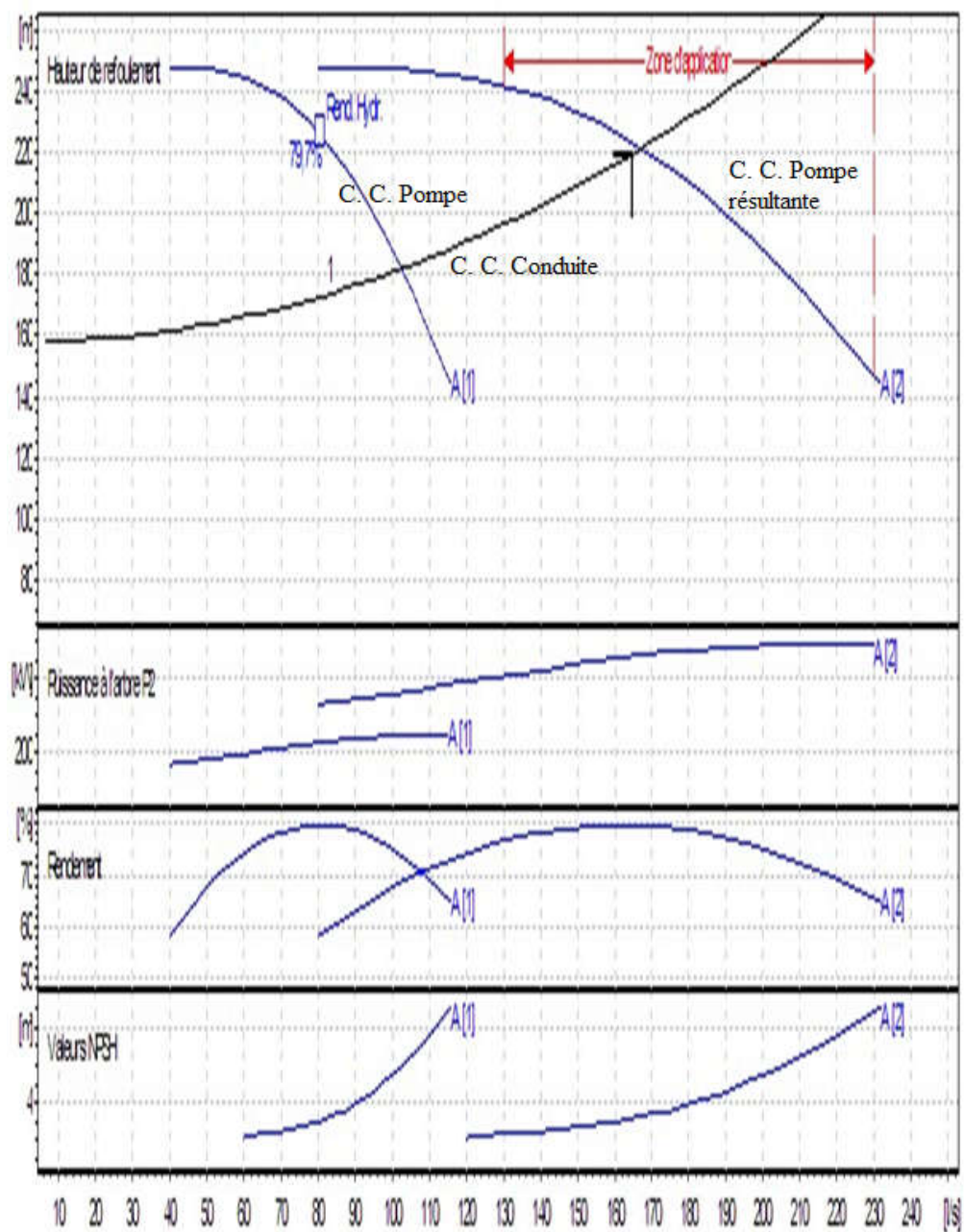


Figure 4: Courbes caractéristiques de la pompe

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	165	167
H	m	220	222
P2	kW		459
Rend.	%		79,6
NPSH	m		3,21

Toutes les caractéristiques de la pompe et du moteur, sont données en annexe.

Etude de cavitation :

Lorsque dans un réseau la pression descend au dessous de la valeur, généralement voisine de celle de la tension de vapeur du liquide, cette pression forme des bulles et des poches d'air qui dans les zones de pressions plus élevées peuvent se fermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion. Des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques du réseau.

Ce phénomène est la cavitation .elle doit être soigneusement évitée dans les installations de pompage.

La cavitation se produit à l'aspiration, pour éviter son apparition, la condition analytique suivante est nécessaire et suffisante.

$$NPSH_d > NPSH_r \dots\dots\dots(30)$$

Ou :

NPSH_d : charge nette d'aspiration disponible (déterminée par l'installateur), sa courbe est tracée en fonction du débit.

NPSH_r : charge nette d'aspiration requise (donnée par le constructeur de la pompe).

Calcul de NPSH_d : (cas des stations de pompage)

le pompage s'opère en surpression, alors on peut écrire :

$$NPSH_{disp} = \frac{P_{atm} - P_{vs}}{\varpi} + h_{gasp} - \Delta h_{asp} \dots\dots\dots(31)$$

On suppose que :

$$h_{gasp} = 0,5 \text{ m}$$

$$\Delta h_{asp} = 1,0 \text{ m}$$

$$P_{atm} = 101337,3 \text{ Pa,}$$

$$P_{vs} = 2347,75 \text{ Pa (20°C) , } P_{vs} = 10^{\left(2,7877 + \frac{7,625T}{241,6+T}\right)} \text{ (Pa) et T en } ^\circ\text{C} \text{ , alors :}$$

$$NPSH_{disp} = \frac{P_{atm} - P_{vs}}{\varpi} + h_{gasp} - \Delta h_{asp}$$

$$NPSH_{disp} = \frac{101337,3 - 2347,75}{1000 \times 9,81} + 0,5 - 1,0 \approx 9,59 \text{ m}$$

Pour que la pompe fonctionne sans cavité on doit avoir :

$$\boxed{NPSH_{\text{disp}} > NPSH_{\text{req}}}$$

Cette condition doit être remplie sur la totalité du domaine de fonctionnement admissible de la pompe. C'est le cas, lorsque le $NPSH_{\text{disp}}$ [m] est supérieur d'environ 0,5 m au $NPSH_{\text{req}}$ [m].

Si on prendra une marge de sécurité de 0,5m alors : $NPSH_{\text{req}} = NPSH_{\text{disp}} - 0,5$

Alors : $NPSH_{\text{req}} = NPSH_{\text{disp}} - 0,5 = 9,59 - 0,5 = 9,09$ m, cette valeur est largement supérieure à celle donnée par le logiciel, à savoir 3,12 pour un débit de 83 l/s

Étude de Coup de bélier :

Définition :

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne. Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont connues.

Notions générales:

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

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

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

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants.

Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées au plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière.

Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à (-10 m.c.e), il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, tels que aplatissement de la conduite et peut être allant jusqu'à sa destruction, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées.

Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- de lutter contre la dépression.
- de lutter contre la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions (Dupont. A, 1974).

Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle mais, dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes, on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà, en régime normal, à la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge.

Aussi, les cheminées d'équilibre sont-elles très rarement utilisées à la station même ; elles peuvent trouver leur emploi, par contre, sur le tracé du refoulement, quand celui-ci comporte, par exemple, des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire, même avec l'existence d'un anti-bélier à la station. A ce moment, leur hauteur reste généralement acceptable et, leur fonctionnement ne nécessitant aucun entretien, c'est la protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

Nous verrons également leur utilisation sur une conduite d'adduction gravitaire (Hachemane.A, Kandouci.E, 2017).

Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression maximale de fonctionnement normal. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace.

Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts, de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

Enfin, en vue de leur parfaite adaptation au cas de protection envisagé, il est très important que l'étude et la fabrication de ces appareils soient confiées à des spécialistes éprouvés (Dupont A. 1974).

Volant d'inertie :

Principe :

Il faut trouver le moyen de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

Le volant d'inertie, calé sur l'arbre du groupe, constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. (Dupont A. 1974).

Limite pratique d'utilisation des volants d'inertie :

Malgré l'apparence de simplicité du procédé, il faut remarquer, cependant, que l'utilisation des volants d'inertie reste assez limitée. En effet, dès que la longueur de la conduite augmente, on arrive rapidement à des poids de volant énormes et le système n'est plus économique.

De toute manière, le volant d'inertie n'intervient que pour limiter la dépression. Pour protéger également l'installation contre les surpressions, il peut être nécessaire de la compléter par la mise en place d'une décharge, en aval du clapet, bien entendu, qui évacue l'eau au cours de la phase de surpression et se referme ensuite, ou d'un clapet à battant percé (Dupont A. 1974).

Tableau N°22: Les avantages et les inconvénients des différents appareils de lutte contre le coup de bélier (Mohamed Amireche, 2015/2016)

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de Décharge	*Entretien et réglage facile ; *Ne consomme pas d'énergie ; *Indépendant d'une installation électrique.	*Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; *Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	*Utilisé comme Protection contre la surpression.
Cheminée d'équilibre	*Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux) ; *durée de vie Importante ; *Indépendante d'une installation électrique.	*Possibilités d'installation Limitées ; *Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	*Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression.
Réservoir d'air	*Bon fonctionnement ; *Bonne sécurité ; *Pas de pertes d'eau.	*Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; *Coût élevé.	*Utilisé comme Protection contre la dépression et la Surpression.
Volant d'inertie	*Dispositif économique ; *Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	*Consommation d'énergie Supplémentaire ; *Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage	*Utilisé comme Protection contre les dépressions.

Calcul du coup de bélier :

Calcul de la célérité d'ondes :

Les ondes de dépression et de surpression, générées par le coup de bélier sont caractérisées par une vitesse de propagation (célérité), donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s}) \dots\dots\dots (32)$$

Où :

a : célérité d'onde (m/s)

D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur de la conduite en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la conduite.

Tableau N°23: Valeurs du coefficient K

Matériau	K
Acier	0,5
Fonte	1
Béton	5
Amiante ciment	4
PVC	33
PHED	83

Valeur maximale du coup de bélier :

La valeur du coup de bélier est donnée par la formule :

$$B = \frac{a.V_0}{g} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots (33)$$

Où :

B : La charge ou la hauteur d'eau maximale du coup de bélier (m).

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

g : accélération de la pesanteur (g = 9,81m/s).

Calcul de la surpression et de la dépression :

Elles sont données respectivement par les formules :

Surpression : $H_{\max} = H_{mt} + B$ (34)

Dépression : $H_{\min} = H_{mt} - B$ (35)

Où :

H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m).

B : valeur maximale du coup de bélier (m).

Caractéristiques des conduites de refoulement :

Les caractéristiques des conduites de refoulements sont représentées tels que la nature de la conduite, son volume, la vitesse d'écoulement, la hauteur géométrique et la hauteur manométrique totale.

Tableau N°24: Caractéristiques des conduites de refoulement

Adduction	Nature	Longueur (m)	D (mm)	e (m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	vitesse (m/s)	Hg (m)	Hmt (mce)
2	PEHD PN16	7000	355	0,0286	0,099	0,165	1,66	75	132,75
3	FONTE PN30	14500	450	0,0063	0,159	0,165	1,04	158	200,16

Calcul du coup de bélier de l'adduction N°2 : Station de pompage N°1 – Station de pompage N°2.**Caractéristiques de la conduite :**

Le tableau 24 résume les caractéristiques de la conduite de l'adduction par refoulement

Tableau N°25: Caractéristiques de la conduite

	Nature	D (mm)	e (m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Hg (m)
SP1→SP2	PEHD PN16	355	0,0286	0,099	0,165	1,66	75

En utilisant les mêmes formules précédentes dans le calcul du coup de bélier, on obtient les résultats dans le tableau suivant :

Tableau N°26: Calcul du coup de bélier

	e (m)	K	V_0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H max (m)	H min (m)
SP1→SP2	0,0286	83	1,66	303,49	51,36	184,23	81,51

D'après les résultats obtenus dans le tableau 25, on déduit qu'il y a risque de coup de bélier sur cette l'adduction.

La pression nominale de cette conduite est de PN16, alors le coup de bélier est à craindre, car $H_{\max} = 184.23$ m est nettement supérieure à 160 m.c.e.

Calcul du coup de bélier de l'adduction N°3 : station de pompageN°2 – Bassin de stockage.**Caractéristiques de la conduite :**

Le tableau 26 résume les caractéristiques de la conduite de l'adduction par refoulement

Tableau N°27: Caractéristiques de la conduite

	Nature	D (mm)	e (m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Hg (m)
SP2→Bassin de stockage	FONTE PN30	450	0,0063	0,159	0,165	1,03	158

En utilisant les mêmes formules précédentes dans le calcul du coup de bélier, on obtient les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°28: Calcul du coup de bélier

	e (m)	K	V_0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H max (m)	H min (m)
SP2→Bassin de stockage	0,0063	1	1,04	904,94	95,94	296,1	104,22

D'après les résultats obtenus dans le tableau 28, on déduit que le coup de bélier n'est pas à craindre sur cette l'adduction 'voir caractéristiques de la conduite choisie page 50 ci-dessus'.

Calcul du réservoir d'air :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul du réservoir d'air, parmi ces méthodes il y a celle de Vibert et de Bergeron.

La méthode de Vibert consiste à calculer le réservoir d'air pour les conduites de linéaire compris entre 1000 et 1200 mètre linéaire. Puisque on a un linéaire supérieur à 1200 m, nous avons utilisé la méthode de Bergeron pour des résultats plus précis.

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

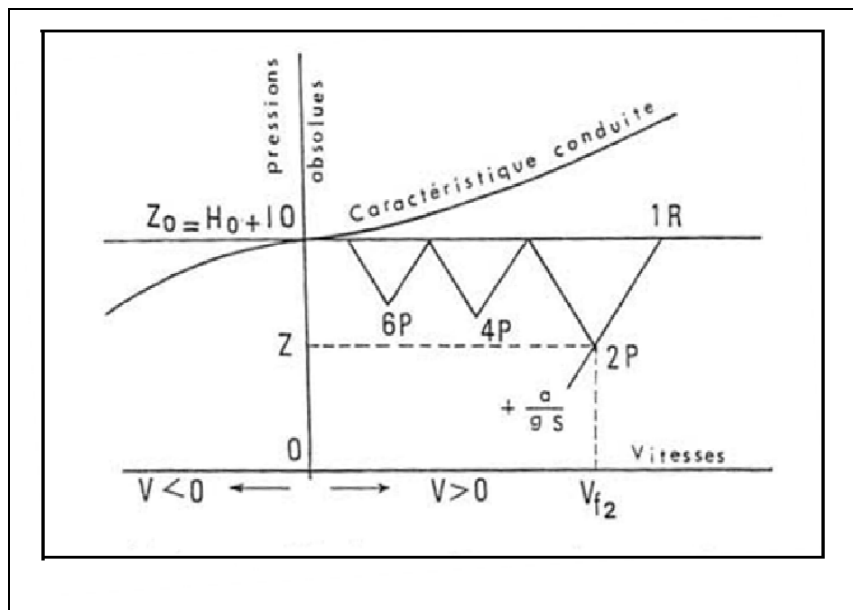


Figure 5: Principe de la construction de l'épure (Dupont A, 1974)

Au temps zéro survient la disjonction et commence le régime transitoire.

Au temps 1, au réservoir le régime est encore le régime initial et le point 1 R de départ de l'observateur vers la pompe est donné par l'intersection de la vitesse V_0 de l'eau en régime normal dans la conduite et de l'horizontale passant par la valeur H_0 de la hauteur géométrique de refoulement. En fait, nous considérons la pression absolue $Z_0 = H_0 + 10$.

L'observateur remontant le courant verra les points du régime se déplacer sur la droite $+\frac{a}{gS}$ et, au temps 2, nous obtiendrons un point 2 P à l'intersection de cette droite et de l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite. En négligeant la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de la conduite de refoulement, cette pression sera celle de l'air du réservoir d'air au moment considéré, compte tenu des pertes de charge dans les organes d'étranglement. Pour que ce point convienne. Il faut qu'il corresponde, en fait, à la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. Cette

construction ne peut s'effectuer que par approximations successives et nous verrons son mécanisme ci-après.

Méthode de résolution :

Pour permettre le dimensionnement du réservoir d'air pour chaque adduction, nous avons utilisé une application sous Microsoft Excel, fonctionnant sur la base de la méthode de Bergeron.

Principe de calcul de l'application :

En insérant les données de l'adduction dans l'application et en proposant un volume initial U_0 , nous obtenons le volume maximal du réservoir anti-bélier, l'épure, les dépressions et les surpressions. Le tableau ci-après résume les résultats obtenus.

Tableau N°29: Résultats obtenus après calcul de la l'adduction N°2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Intervalle de temps (θ)	Variation du volume d'air (ΔU)	Volume d'air (U)	Pression dans le réservoir d'air (Z)	Vitesse dans la tubulure V_1 (V_2)	Perte de charge tuyère Δh_1 (Δh_2)	Pression dans la conduite avec pertes de charge (Z- Δh)	Perte de charge au refoulement (δ)	Pression dans la conduite sans pertes de charge (Z- $\Delta h-\delta$)	Vitesse lue sur le graphique (V_f)	Désignation du point	Vitesse moyenne (V_m)	Vitesse finale choisie (V_f)	Vitesse ultérieure (V_r)	Equation (à $\Delta V/g$)
0	0,00	2,50	142,87	0,00	0,00	142,87	0,15	142,72	1,67	1R	0,00	1,67	1,67	
46,13	3,76	6,26	39,51	-3,05	0,35	39,86	0,00	39,86	-0,02	2R	0,82	-0,02	-1,71	7,03
92,26	-0,75	5,51	47,26	-48,82	88,67	135,93	0,01	135,94	-0,31	4R	-0,16	-0,31	1,09	7,75
138,39	-0,77	4,74	58,33	-4,26	0,68	59,01	0,00	59,01	-0,03	6R	-0,17	-0,03	-1,14	8,44
184,52	-0,60	4,14	70,49	-37,10	51,22	121,71	0,00	121,72	-0,24	8R	-0,13	-0,24	0,67	8,73
230,65	-0,25	3,89	76,92	1,10	0,04	76,88	0,00	76,88	0,13	10R	-0,05	0,13	-0,42	8,69
276,78	-0,07	3,82	78,93	-24,73	22,76	101,69	0,00	101,69	-0,16	12R	-0,02	-0,16	0,10	8,64
322,91	-0,35	3,47	90,14	0,05	0,00	90,14	0,00	90,14	0,01	14R	-0,08	0,01	-0,09	8,16
369,04	-0,08	3,40	93,08	-6,32	1,49	94,56	0,00	94,56	-0,04	16R	-0,02	-0,04	0,01	7,96
415,17	-0,01	3,38	93,61	0,30	0,00	93,61	0,00	93,61	0,03	18R	0,00	0,03	0,06	7,92
461,30	0,07	3,45	91,15	-0,88	0,03	91,18	0,00	91,18	-0,01	20R	0,01	-0,01	-0,07	8,09
507,43	-0,07	3,38	93,71	-3,80	0,54	94,25	0,00	94,25	-0,02	22R	-0,01	-0,02	0,02	7,91
553,56	0,01	3,39	93,26	0,26	0,00	93,25	0,00	93,25	0,03	24R	0,00	0,03	0,04	7,94
599,69	0,05	3,44	91,50	-1,41	0,07	91,57	0,00	91,57	-0,01	26R	0,01	-0,01	-0,06	8,07
645,82	-0,06	3,38	93,83	-2,81	0,29	94,12	0,00	94,12	-0,02	28R	-0,01	-0,02	0,02	7,90
691,95	0,02	3,39	93,10	0,23	0,00	93,10	0,00	93,10	0,03	30R	0,00	0,03	0,03	7,96
738,08	0,04	3,43	91,70	-1,58	0,09	91,80	0,00	91,80	-0,01	32R	0,01	-0,01	-0,05	8,05
784,21	-0,06	3,38	93,83	-2,27	0,19	94,02	0,00	94,02	-0,01	34R	-0,01	-0,01	0,02	7,90
830,34	0,02	3,40	93,02	0,21	0,00	93,02	0,00	93,02	0,02	36R	0,00	0,02	0,03	7,96

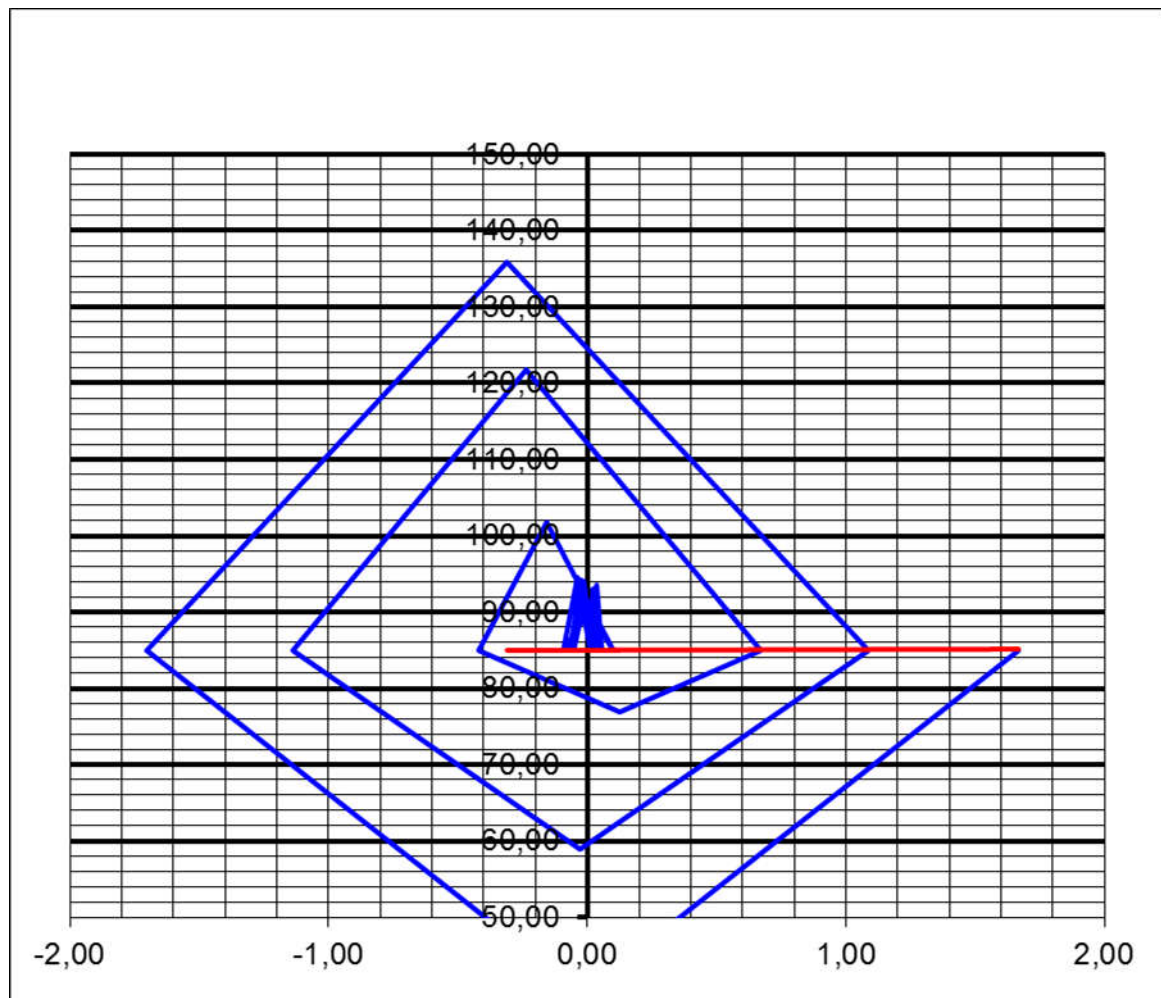


Figure 6: l'épure de l'adduction 2

Les résultats donnés par le logiciel utilisé, sont les suivants :

Volume total du réservoir : $7,8 \text{ m}^3$

Hauteur maximale 'surpression' H_{\max} : 295,18 m

Hauteur minimale 'dépression' H_{\min} : 105,14 m

En ce qui concerne le volume du réservoir anti-bélier, nous prenons un réservoir de volume normalisé, soit 8 m^3 .

Dimensionnement des bâches de reprises et du bassin de stockage :**Bâches de reprise :**

l'extraction de l'eau est assurée par des pompes de surface qui la refoulent vers une bâche de reprise (un réservoir intermédiaire pouvant aussi être nommé bassin tampon).

Dimensionnement de la bâche de reprise :

$$V=Q*T.....(36)$$

Avec :

V : volume de la bâche (m³)

Q : débit (m³/s)

T : le temps de remplissage (s)

Tableau N°30: caractéristiques de la bâche de reprise

	Forme	Q (m ³ /s)	T (s)	Volume calculé (m ³)	Volume normalisé (m ³)	S (m ²)	L (m)	H (m)
Bâche de reprise	Carré	0,165	7200	1188	1200	396	20	3

Bassin de stockage :

Le bienfait à tirer des bassins de stockage, est l'appui qu'ils doivent apporter pendant les heures de pointe des jours de forte consommation.

Il faut évidemment pour qu'un bassin remplisse son rôle avec efficacité, qu'il ait une capacité suffisante pour permettre la régularisation tout en prévoyant une réserve pour pouvoir combattre un incendie si violent soit, il c'est pour quoi il est important de connaître la répartition horaire de la consommation journalière pour pouvoir déduire la capacité théorique.

Calcul de la capacité de bassin de stockage :

On applique la formule N°36 on aura donc

Tableau N° 31:caractéristiques du bassin de stockage

	Forme	Q (m ³ /s)	T (s)	Volume calculé (m ³)	Volume normalisé (m ³)	S (m ²)	L (m)	H (m)
Bassin de stockage	Carré	0,165	172800	28512	30000	9504	100	3

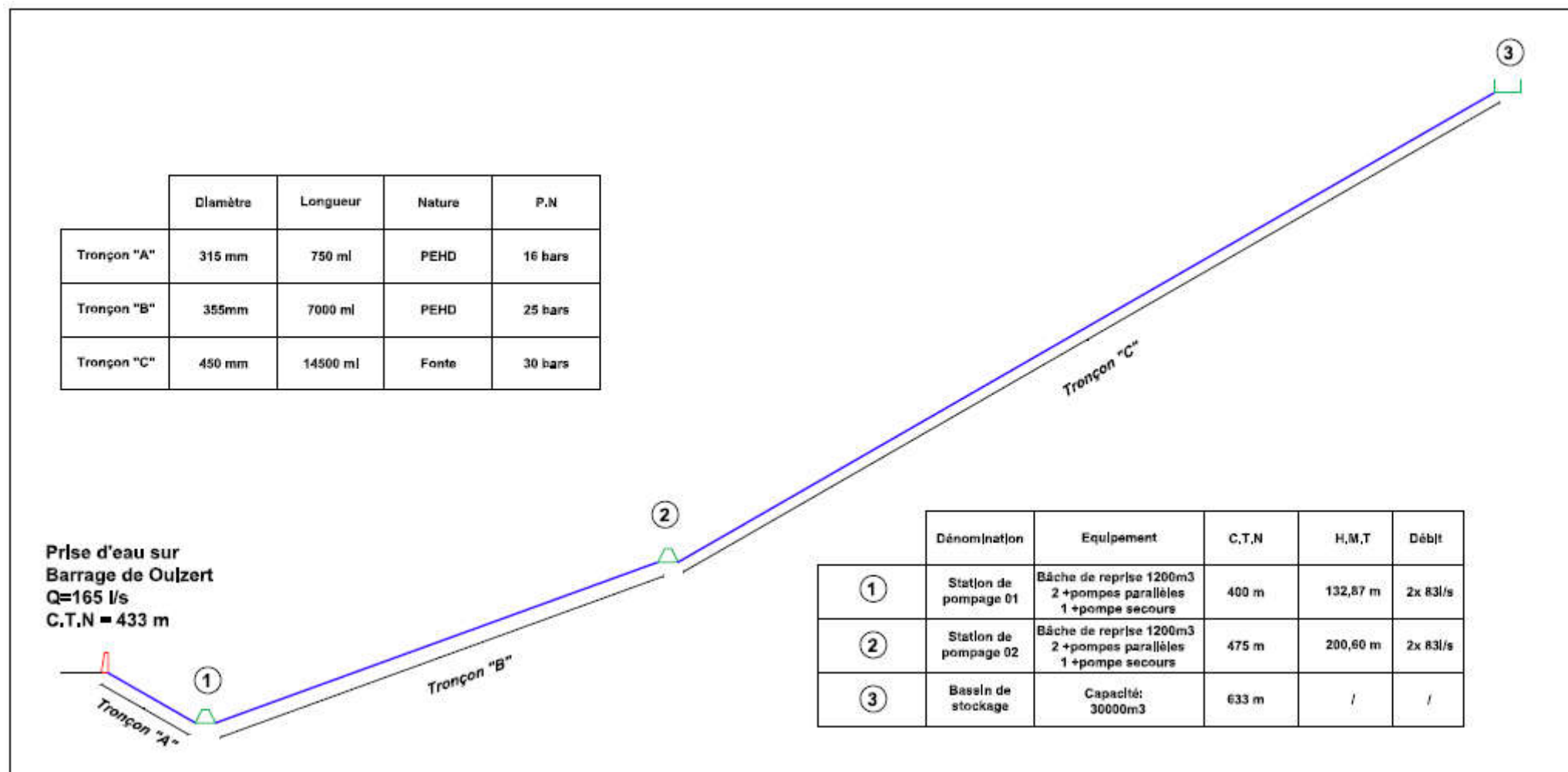


Figure 7:Tracé et ouvrages du transfert d'eau : Barrage d'Ouizert – Plaine de Ghriss

Conclusion :

À travers ce chapitre, nous avons pu dégager pour chaque tronçon considéré le dimensionnement du diamètre le plus convenable ainsi que les ouvrages nécessaires, à savoir :

- Le premier tronçon (Barrage - SP1) dont l'écoulement est gravitaire, le diamètre calculé est Ø315 type PEHD, sur un linéaire 750 ml. l'arrivée de la conduite dans la bache de reprise (d'un volume égal à 1200 m³) sera équipée d'un robinet flotteur.
- Le deuxième tronçon (SP1-SP2) dont l'écoulement sera assuré par refoulement (cote de départ 400 m et cote d'arrivée 475 m), le diamètre calculé est Ø355 type PEHD, PN16, sur une longueur total de 7000 m et d'une Hmt égale à 132,75m. Cette conduite déverse ses eaux dans une bache de reprise d'un volume environ égal à 1200 m³.
- Le dernier tronçon (SP2 - Bassin de stockage), l'écoulement est aussi assuré par refoulement (cote de départ 475 m et cote d'arrivée 633 m), le diamètre calculé est Ø450 type FONTE, PN30 sur une longueur total de 14500 ml et d'une Hmt égale à 200,16 m. La conduite déverse ses eaux déverse dans un bassin de stockage dont le volume total est égal à environ 30 000 m³ pour une autonomie supposée de deux jours en cas de panne.
- Chacune des stations de pompage (SP1 et SP2) est équipée de trois pompes dont une de secours, ces pompes sont de type multicellulaires à axe horizontal.
- En ce qui concerne le phénomène du coup de bélier, seulement le deuxième est exposé au risque du coup de bélier. Pour remédier, un réservoir d'air de 8 m³ environ est prévu tout juste en aval de la station de pompage N°1.

Chapitre 4 :

Métre et Estimation des Prix

1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons donner quelques aperçus concernant les techniques de pose de conduite, ainsi que l'estimation du coût de réalisation sous forme de devis estimatif pour les différentes parties composant l'adduction étudiée.

2 Pose des conduites :

La pose des conduites s'effectue par des tronçons successifs avec des joints, on établit des niches, c'est à dire des élargissements de tranchée pour faciliter le travail

Le fond de la tranchée est purgé des pierres qui pourraient s'y trouver ; il est convenablement dressé. Il est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15m à 0,20m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long. (Menad K, 2006)

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin.

2.1 Pose en terre :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodément (0,60m minimum). Au droit des joints, on établit des niches, c'est-à-dire des élargissements de tranchée pour faciliter le travail de façon du joint. (Dupont A, 1974)

Le fond de la tranchée est purgé des pierres qui pourraient s'y trouver ; il est convenablement dressé. La profondeur de cette tranchée est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour éviter les dégâts qui pourraient être causés par le gel. Cette distance varie de 0,60 à 1,20 m selon que les régions ne sont exposées à des gels importants. (Dupont A, 1974)

Le fond de fouille est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long (Dupont A, 1974).

Il est procédé ensuite à l'essai des joints. Cet essai s'effectue par tronçon plus au moins longs suivants les circonstances. Quand la conduite est en fond de fouille, elle est calée par cavaliers en terre disposés au-dessus d'elle et entre les joints. La conduite est alors remplie d'eau en vue de l'éprouver à la pression. La pression d'essai est, en principe, égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50%. Cette opération s'effectue à l'aide d'une

pompe d'épreuve. La durée de l'épreuve est moins 30 min. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bar et 0,3 bar dans certains cas. (Dupont A, 1974)

Le remplissage s'effectue par la partie basse de la canalisation pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où l'on aura disposé une ventouse.

Une fois les joints essayés, revus s'il le faut, la tranchée est remblayée en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées, le dessous et les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres ou, mieux, quand il s'agit de tuyaux en acier, notamment, et vue d'éviter la corrosion, en constituant autour du tuyau, le lit de pose compris, un remblai en grave naturelle. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engins mécaniques éventuellement. (Dupont A, 1974)



Figure 1: Pose de conduite en tranchée

2.1.1 Cas particuliers de pose en terre :

Lorsque la conduite traverse des terrains marécageux, tourbeux, il faut prévoir des travaux confortatifs en conséquence pour éviter tout mouvement ultérieur des tuyaux. Suivant les circonstances, on peut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armé enserrant la conduite sous un angle de 90°, ou plus de façon à diminuer l'effort que supportera le tuyau, et à réaliser, d'autre part, un empattement suffisant, compte tenu de la charge que le sol est mesure de supporter (Fig.2) (Dupont A, 1974)

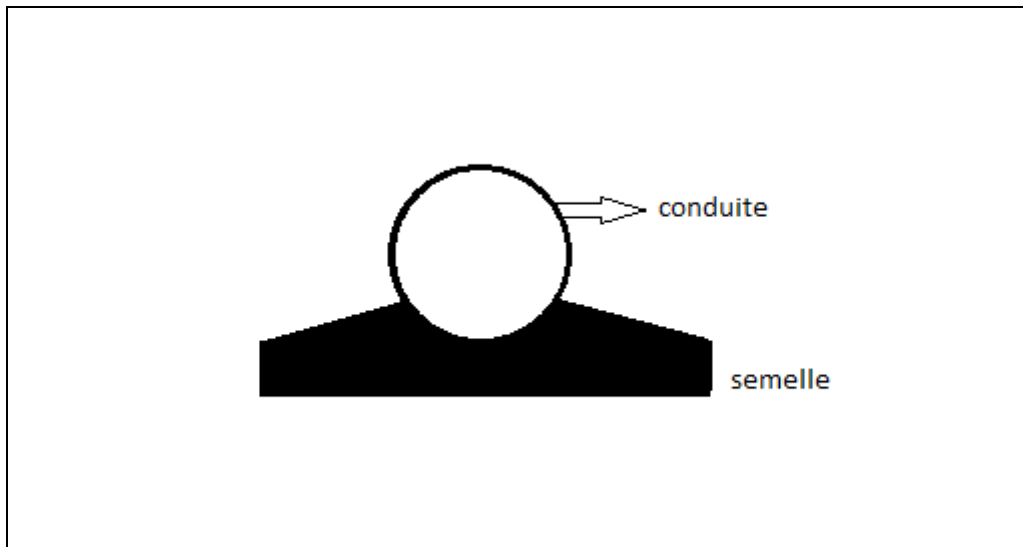


Figure 2: Pose sur semelle

Il peut être prévu, également, que les tuyaux reposent sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, pieux en chêne, battus au préalable jusqu'au bon sol. Ces tasseaux pourront être au nombre de deux par tuyau ou de un ; dans ce dernier cas, le tasseau sera prévu près du joint (Fig.3) (Dupont A, 1974)

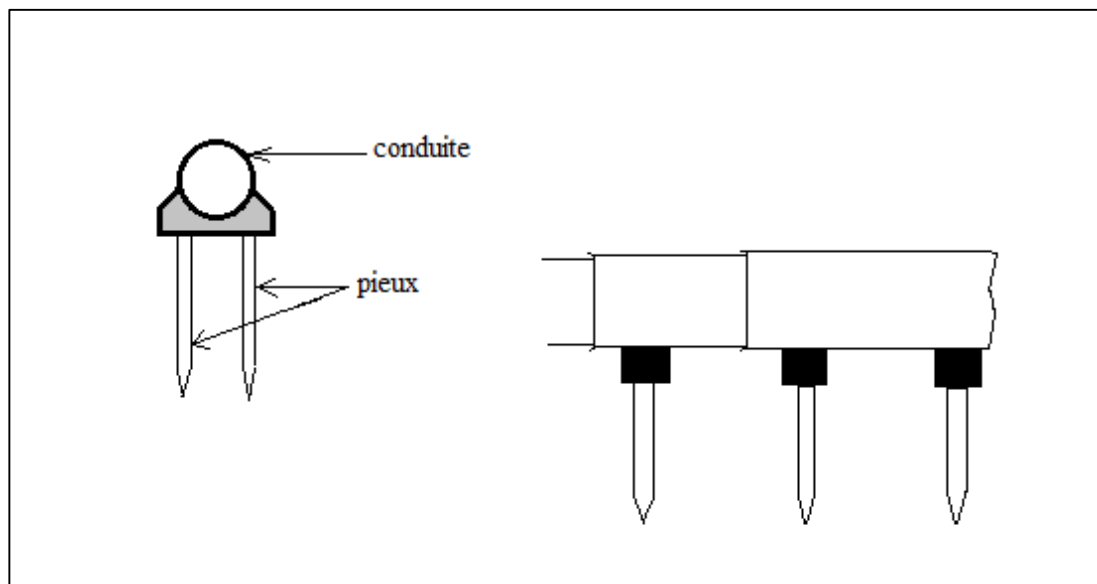


Figure 3: Pose sur pieux

2.2 Pose en galerie :

La pose en galerie est courante à Paris où presque toutes les canalisations sont posées, soit dans les égouts, soit dans des caniveaux ou galeries spéciales visitables. Il est évident qu'en pleine campagne, la pose en galerie sera rare, excepté le cas d'un passage sur un ouvrage d'art, un pont par exemple, sur lequel, généralement, un caniveau sera réservé sous trottoir pour le passage des canalisations. (Dupont A, 1974)

Dans les égouts parisiens, les conduites sont posées sur des consoles en fonte scellées dans les piédroits à raison de deux consoles par tuyau et, cela, jusqu'au diamètre de 0,60 m.

Au-delà, les conduites sont posées sur tasseaux dans les galeries sèches spéciales.

Dans la pose sur tasseaux, et quand il s'agit de diamètre importants, on dispose provisoirement chaque tuyau sur des madriers en bois (Fig.3) et on effectue un calage sur ces madriers correspondant au profil en long. Les calages doivent être bien soignés et très solides. Les joints sont exécutés et, parallèlement, une équipe exécute les tasseaux définitifs en maçonnerie. (Dupont A, 1974)

Pour les petits diamètres, la conduite est directement posée sur tasseaux coulés à l'avance.

La pose sur tasseaux s'effectue de la même façon quand la conduite passe sur un ouvrage d'art.



Figure 4: Pose en galerie

2.3 Pose dans le lit d'une rivière et traversée sous-marine :

Lorsqu'il s'agit de franchir une rivière, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont-route, s'il en existe. Elle peut également être posée sur les ouvrages spéciaux, comme il en a été réalisé sur la parcours des grandes adductions, à la traversée d'une vallée, est remplacé par des conduites forcées.

Mais elle peut, aussi, être posée dans le lit même de la rivière.

L'immersion d'une canalisation peut être également nécessaire quand il s'agit d'alimenter la population d'une île à partir d'installations construites sur le continent.

Tous les matériaux dont : fonte, fonte ductile, acier, béton armé, amiante-ciment, matière plastique ont été utilisés pour cette immersion. (Dupont A, 1974) (figure.5)



Figure 5: Pose dans le lit d'une rivière

3 Largeur de la tranchée :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commandement (0,6 au minimum) la largeur de tranchée est donnée par la relation suivante : (Menad K, 2006)

$$l=D+(2\times 0,30).....(37)$$

Avec :

l : Largeur de la tranchée en (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

2 x 0,30 m : C'est l'espace de deux côtés de la conduite.

4 Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante. Elle est déterminée qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieur du tuyaux pour éviter les dégâts qui pourraient être causées par le gel et protégé la conduite contre les sollicitations des charges mobiles, donc la profondeur est donnée par la relation suivante : (Menad K, 2006)

$$H_{tr} = D + h_e + 0,15 \dots \dots \dots (38)$$

Avec :

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

0,15: épaisseur du lit de pose (m).

Ce lit doit être soigneusement constitué de sable propre contenant au moins de 12% de fines particules.

h_e : distance entre la génératrice supérieure de la conduite et le niveau du sol pour éviter les dégâts qui pourraient être causés par les charge extérieures et pour que la température de l'eau reste constante, cette distance varie entre 0,80 et 1,50 m.

5 Assemblage des éléments constitutifs de la canalisation :

En règle générale, les éléments constitutifs de la canalisation sont assemblés successivement et en fond de la fouille. (Menad K, 2006)

5.1 Essai des joints :

Après la pose des conduites et avant le remblaiement définitif de tranchée, il faut effectuer par tronçon des essais des joints comme suit : (Menad K, 2006)

- La conduite est remplie d'eau à partir du bas (pour évacuer l'air vers le point haut) l'essai s'effectuer par une pression d'épreuve égale à la pression maximale en service majorée de 50%. Cette opération est réalisée à l'aide d'une pompe d'épreuve.

- La durée de l'épreuve est de 24 à 48 heures et la variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars.

D'après la pression d'épreuve on peut être sûr qu'il y'a une bonne étanchéité.

5.2 Remblaiement de la fouille :

Il sera confectionné un lit de sable pour la conduite de 10cm, le remblaiement sera exécuté en couche successive, première couche en terre tamisée d'épaisseur 30cm et la deuxième de 15cm bien compactée, jusqu'à comblement complet de la tranchée. (Menad K, 2006)

5.3 Désinfection des conduites :

Avant de délivrer l'eau à la consommation publique. Une fois les travaux d'adduction et de distribution achevée, comme après toute répartition sur une canalisation, il y'a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions de laboratoires. (Menad K, 2006)

La désinfection peut s'effectuer soit au permanganate de potasse, l'essentiel étant que la liqueur stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau, après un temps de contact de la solution stérilisante, il est procédé à un rinçage du réseau à l'eau claire.

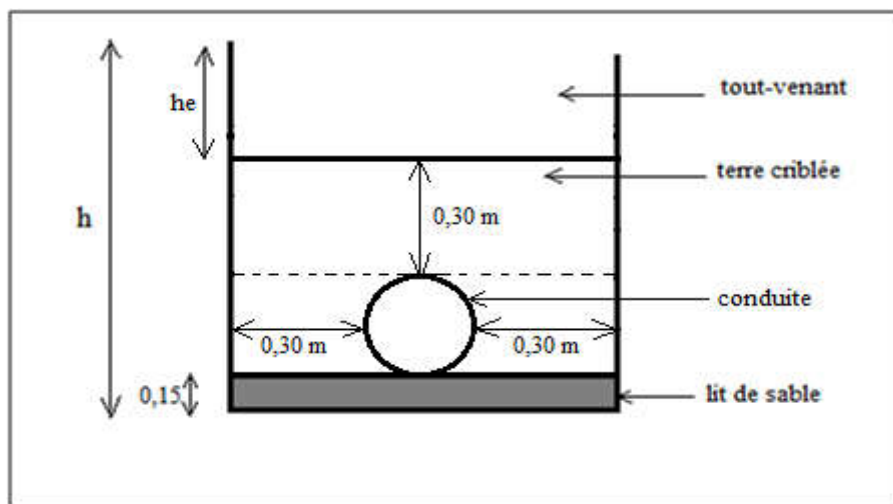


Figure 6:Schéma d'une coupe en travers type dans une tranchée

6 Organisation du chantier :

6.1 Organisation des travaux :

L'organisation du travail et son contrôle revêtent une grande importance et sont les facteurs primordiaux de productivité. (Menad K, 2006)

Les besoins actuels en matières de construction nécessitent des méthodes d'organisation rationnelles toujours plus poussées afin d'accélérer le rythme de production tout en respectant la valeur du travail.

Les facteurs qui interviennent dans ce cas sont nombreux et variés.

Le but de cette organisation est de contrôler l'exécution des travaux en fonction du planning.

6.2 Organisation de chantier :

La dernière phase dans chaque projet est celle de l'exécution des travaux: elle incombe essentiellement au conducteur de chantier, qui reçoit des ordres du siège de son entreprise et reste en contact avec lui par l'intermédiaire du commis du chantier. (Menad K, 2006)

Dès l'ouverture du chantier, le conducteur reçoit les documents indispensables pour la bonne marche des travaux et en particulier est extrêmement important et ses tâches sont nombreuses souvent complexes.

C'est en définitif de lui, de sa valeur professionnelle et de son esprit d'organisation que dépendront.

Pour une grande part la réussite d'un projet :

Il doit non seulement conduire rapidement les travaux, mais en prévoir les besoins à l'avance : (Menad K, 2006)

- plans d'exécution ;
- approvisionnement en matériaux et matériels ;
- main d'œuvre.

Pour mener à bien sa tâche, le conducteur des travaux est obligé de prendre des notes, de remplir périodiquement des états, en bref de tenir une comptabilité de chantier.

Cette comptabilité comporte les pièces suivantes :

- le carnet d'embauche ou de recensement ;
- le carnet de réception des plans ;
- le carnet d'attachement ou de travaux en régie ;
- le carnet de rendez-vous ;

- le rapport de chantier ou le carnet de pointage des ouvriers ;
- le carnet de menu des travaux ;
- le carnet de menu dépense ;
- la feuille de corvée ;
- la déclaration d'accident.

6.3 Étude technique :

6.3.1 Programme des travaux :

C'est l'échéance de vues entre l'entreprise et le bureau d'études en ce qui concerne le genre des travaux projetés et les moyens disponibles en possession de ces éléments, l'ingénieur établira son avant-projet.

Lorsque les travaux revêtent une grande importance et sont présentés par l'administration, ils font souvent l'objet d'un projet sur lequel les bureaux d'études sont appelés à concourir. Les études sont primées et le meilleur projet sera retenu pour exécution. (Menad K, 2006)

6.3.2 Avant-projet :

Celui-ci consiste en l'étude générale des divers réseaux d'AEP et d'assainissement et d'ouvrages de traitement, ses plans ne sont pas détaillés, mais ils précisent les actions à entreprendre.

L'acceptation de cet avant-projet au accord préalable permet au maître d'œuvre de poursuivre son étude sans crainte de voir son travail rejeté. (Menad K, 2006)

6.3.3 Projet d'exécution :

Le projet d'exécution est l'étude approfondie des divers réseaux de construction et le dossier complet doit être vérifié par les services techniques de la direction de l'hydraulique pour émettre leurs avis sur l'exécution des travaux. (Menad K, 2006)

6.3.4 Dossier de construction :

Le dossier de construction constitué par l'ingénieur à pour but de permettre :

- d'obtenir le permis de construire ;
- de fixer le choix de l'entrepreneur ;
- de servir à l'exécution du travail.

6.3.5 Sécurité du travail et assurance contre les risques :

Chaque fois qu'il se produit un accident sur le chantier et qu'un ouvrier est blessé, le conducteur de chantier est tenu la feuille de déclaration d'accident.

Dans la majorité des cas, les entreprises peuvent supporter les marges de garantie qui couvrent leurs responsabilités dans l'exécution des grands travaux. (Menad K, 2006)

Les entrepreneurs contactent alors une assurance qui impose aux entreprises de courir à la surveillance de leurs travaux auprès de bureaux techniques agréés.

Leur contrôle s'exerce autant sur les données figurant sur les plans que sur les qualités des matériaux utilisés (dosage du béton, résistances de la pierre... etc.) que sur les méthodes de mise en œuvre et de réalisation des travaux. (Menad K, 2006)

6.3.6 Vérification de la qualité des matériaux utilisés lors des travaux :

Il faut examiner en laboratoire les matériaux entrant dans un travail déterminé afin de fixer leur choix.

En ce qui concerne les travaux de maçonnerie et de béton armé. Il y a lieu de procéder:

- Aux essais de résistance à la compression sur les bétons, les mortiers, la pierre ;
- A la vérification de la qualité des câbles, cailloux, graviers et de leur composition granulométrie ;
- Aux essais de résistance (traction, flexion, cisaillement, fer à béton, aciers, qualité des ciments... etc. ;
- Aux essais de porosité, de perméabilité.

7 Devis :

Les devis sont exécutés par les métreurs et se décomposent en parties:

7.1 Devis quantitatif :

Celui-ci indique les quantités d'ouvrages de même nature.

7.2 Devis estimatif :

Il complète le devis descriptif par les mises en valeurs des matériaux et le prix de revient de leur mise en œuvre et indique l'ordre de grandeur ou la valeur d'une opération à réaliser (métré approximatif, mètre cube).

7.3 Coût du projet :

Le métré a pour but de rechercher les quantités (longueur, surface, volume en poids) de toutes les parties composant un ouvrage d'art quelconque on distingue:

7.3.1 L'avant-métré :

Il sert à fixer le coût d'un ouvrage avant sa construction, il s'effectue d'après les plans des ouvrages de projet.

Les quantités obtenues sont portées au devis estimatifs aux quelles s'applique le prix unitaire, appelé aussi bordereau des prix.

7.3.2 Le métré :

Il sert au règlement d'un ouvrage exécuté les quantités et les dimensions sont relevées directement sur cet ouvrage.

Les règles à suivre pour la détermination des mesures sont les même pour l'avant métré.

7.3.3 Estimation :

C'est la recherche de la valeur d'un ouvrage en appliquant les prix unitaires du bordereau des prix. (Menad K, 2006)

7.3.4 Méthode de calcul (cas des travaux de terrassements) :

7.3.4.1 Calcul de volume total du déblai y compris le foisonnement :

Pour calculer le volume on utilise la formule suivante :

$$V_d = P_r \cdot l \cdot L \dots\dots\dots (39)$$

Où:

V_d : Volume total du déblai en (m³)

P_r : Profondeur de la tranchée (m)

l : La largeur de la tranchée (m)

L : La longueur de la tranchée (m).

7.3.4.2 Calcul de volume total du lit de sable :

Le volume total du lit de sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = e \cdot l \cdot L \dots\dots\dots (40)$$

Où:

V_s : Volume de lit de sable en (m³)

e : l'épaisseur de lit de Sable prise égale à 0,15 m.

l : Largeur de la tranchée en (m)

L : La longueur de la tranchée (m).

7.3.4.3 Calcul du volume de la terre criblée :

Pour le calcul de la terre criblée on utilise la formule suivante :

$$v_{tc} = (l.L.(e+D)) - v_c \dots\dots\dots (41)$$

Où:

V_{tc} : Volume de la terre criblée (m^3)

l : Largeur de la tranchée en (m)

D : Diamètre de la conduite (m)

e : épaisseur au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite prise égale à 0,3m

V_c : Volume de la conduite (m^3) , $V_c = (\pi.D^2/4).L$

L : La longueur de la tranchée (m).

7.3.4.4 Calcul du volume total de tout venant :

Pour calculer le volume de tout venant on utilise la formule suivante :

$$v_{tv} = v_D - (v_s + v_c + v_{tc}) \dots\dots\dots (42)$$

Où:

v_{tv} : Volume de tout venant en (m^3) ;

v_D : Volume de déblai en (m^3) ;

v_s : Volume de lit de sable en (m^3) ;

v_{tc} : Volume de la terre criblée en (m^3) ;

7.3.4.5 Calcul du volume de la terre excédentaire :

Pour calculer le volume de la terre excédentaire on utilise la formule suivante :

$$v_{te} = v_D - (v_{tv} + v_{tc}) \dots\dots\dots (43)$$

Où:

v_{tv} : Volume de tout venant en (m^3)

v_{te} : Volume de terre excédentaire en (m^3)

L'application de toutes ces relations nous permet d'établir un devis estimatif et quantitatif des travaux qu'on doit réaliser.

Tableau N°1: Devis quantitatif et estimatif des travaux à réaliser

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix U,	Montant
Terrassement dans un terrain meuble pour ouverture de tranchée y compris toutes sujétions	m ³	36 767,000	300,00	11 030 100,00
Terrassement dans un terrain rocheux pour ouverture de tranchée y compris toutes sujétions	m ³	9 191,750	2 500,00	22 979 375,00
Exécution d'un remblai en sable sur une épaisseur de 15cm pour lit de pose sous canalisation y compris toutes sujétions	m ³	3 337,500	600,00	2 002 500,00
Exécution d'un remblai de calage en terre criblée et tamisée provenant des fouilles jusqu'à une hauteur de 30cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite y compris toutes sujétions	m ³	12 865,368	200,00	2 573 073,53
Exécution d'un remblai en tout venant en terre extraite des fouilles y compris toutes sujétions	m ³	26 700,000	200,00	5 340 000,00
Évacuation des terres excédentaires hors du chantier vers un endroit choisi par le maître d'ouvrage y compris toutes sujétions	m ³	19 258,75	100,00	1 925 875,00
Fourniture et pose de conduites en PEHD PN16 bars diamètre 315 mm y compris accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre,	MI	750	8500,00	6375000,00
Fourniture et pose de conduites en PEHD PN16 bars diamètre 355mm y compris accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre,	MI	7000	12500,00	87500000,00
Fourniture et pose de conduites en FONTE PN30 bars diamètre 450mm y compris accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre,	MI	14500	20000,00	290000000,00
Réalisation d'une station de pompage équipée de deux pompes identiques, une bache d'eau de forme carré de capacité 1188 m ³ et de 34,47 m de côté, y compris équipements hydrauliques, installations électriques et toutes sujétions de mise en œuvre. (Q= 165 l/s et Hmt = 132,87 m), (Q= 165 l/s et Hmt =200,16 m),	U	2	2500000,00	5 000 000,00
Réalisation d'un bassin de stockage de forme carré de capacité 28512 m ³ , y compris équipements hydrauliques et toutes sujétions de mise en œuvre.	U	1	5000000,00	5000000,00
			Total (H, T)	439 725 923,50
			TVA 19%	83 547 925,47
			Total (TTC)	356 177 998,00

D'après le résultat obtenu au devis quantitatif et estimatif, le coût global nécessaire pour la réalisation des travaux objet de la présente étude, s'élève à la somme de trois cent cinquante-six millions cent soixante-dix-sept mille neuf cent quatre-vingt-dix-huit DA

8 Conclusion :

Dans ce dernier chapitre, nous avons donné des notions générales sur les techniques de pose des conduites, les étapes à suivre et les normes à respecter. Par ailleurs, l'estimation globale du projet proposé a fait l'objet d'un devis estimatif et quantitatif (tableau ci-dessus).

Conclusion générale :

L'objectif fixé à travers ce travail de mémoire de fin d'études, est l'étude d'une adduction d'eau à partir du barrage d'Ouizert (W. MASCARA) vers la plaine de Ghriss pour renforcer les besoins en irrigation.

Au terme de cette étude est hormis les difficultés rencontrés tout au long de la réalisation de mémoire, notamment, en matière de collecte de données, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

La plaine de Ghriss fait partie du bassin hydrologique de la Macta .Elle se situe au Sud du chef-lieu de la willaya de Mascara.

Le barrage d'Ouizert (EI Fakia) est situé à environ 4 Km du Nord-Ouest du village d' Ouizert, et à 17 km au sud de la localité d'Aïn fekan.

L'étude des profils en long et l'altimétrie du tracé de cette adduction, nous a permis de proposer la réalisation des ouvrages suivants :

- ❖ Une adduction gravitaire véhiculant un débit égal à 165 l/s sur un linéaire de 750 m, et ce, du barrage jusqu'à la station de pompage N°1. La conduite est en PEHD Ø315, PN16 équipée d'un robinet flotteur et alimentant une bache de reprise d'un volume de 1188 m³.
- ❖ Une station de pompage N°1 composée de trois pompes dont une de secours. Ces pompes sont de type centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de marque CAPRARI, elles sont couplées en parallèle. Le débit pompé par chaque pompe est environ égal à 83 l/s d'une hauteur manométrique totale de 132,87 m.
- ❖ Une deuxième adduction par refoulement d'une longueur totale de 7000 ml, Ø355, PN16 d'un débit total de 165 l/s. La conduite est en PEHD et elle aboutit dans une bache de reprise d'une capacité de 1200 m³.
- ❖ Une deuxième station de pompage (N°2) similaire à la station de pompage N°1. La hauteur manométrique totale est de 200,16 m

Conclusion générale

- ❖ Le troisième est le dernier tronçon dans cette adduction, toujours par refoulement, est de 14500 m de longueur, de 450 mm de diamètre et est en fonte de PN30. Cette conduite déverse ses eaux dans un bassin d'accumulation d'un volume total égal à 30000 m³ pour une autonomie de deux jours en cas de panne sur un des ouvrages composant cette adduction.
- ❖ Le phénomène de coup de bélier est à craindre seulement pour le deuxième tronçon. Pour remédier à ce problème, un réservoir d'air d'un volume de 8 m³ est prévu tout juste en aval de la station de pompage N°1.

La dernière partie de ce mémoire a permis de donner des notions générales sur le mode et les techniques de pose de conduites ainsi que l'estimation, à titre indicatif, du coût de réalisation d'un tel projet, est estimé à environ de trois cents cinquante-six millions Dinars Algériens.

Références bibliographiques :

ANBT, 2018 : Agence nationale des barrages et de transferts.

BADR ,2018 : La Banque de l'Agriculture et du Développement Rural (Ain El-hadjar-Saida).

Bensaada Wafae , Benouna Ismahan. (2014):étude d’Alimentation en eau potable des centres de Ouled Mimoun. Sidi Abdelli et Sidi Senouci à partir de prise charge BC3 conduite Beni Bahdel – Oran. Mémoire de fin d’étude pour l’obtention du diplôme de MASTER En : Hydraulique. Option : Technologie de traitement des eaux. Université de Tlemcen.

Bonnin J, 1982 : Aide-mémoire d’hydraulique urbaine. Édition Eyrolles.

Bouchaib Sounia, Chadli Imane. (2017) : Transfert des eaux du réservoir 30 000 m³ Lalla Setti vers la zone Sud de la wilaya de Tlemcen. Mémoire de fin d’étude pour l’obtention du diplôme de MASTER En : Hydraulique. Spécialité: Hydro-informatique. Université de Tlemcen.

Chafi, C. (2016/2017) : cours Hydraulique appliqué , année universitaire 2016/2017.

Chiali, 2018 : catalogue des prix des conduites et accessoires PEHD, société Chiali Sidi Bel Abbes, Algérie.

CQREPA, 2015 : Charte Qualité Des Réseaux D’Eau Potable Et D’Assainissement, 2015.

Dossier A, 2011 : avant projet détaillé (AVB).Etude de l’aménagement hydro-agricole de la plaine de Ghriss (Willaya de Mascara).

D.R.E, 2018 : Direction des ressources en eau wilaya de mascara.

D.S.A ,2018 : Direction des services agricoles wilaya de mascara.

Dupont A, 1974 : Hydraulique urbaine, tome 2, ouvrage de transport élévation et distribution des eaux. Troisième édition mise à jour et augmentée.

Générateur de prix. Espaces urbain .Algérie. [Consulter en avril 2018].

http://www.algerie.prixconstruction.info/espaces_urbains/calculaprecio.asp?Valor=17|0_0|1|XD P030|iua_020:_0_2_2_0_0

Hachemane.A, Kandouci.E. (2017) : Etude de l’adduction des forages «F1» et «F2» (Doui Thabet) vers le reservoir « ITGC » (Ain El-hadjar) pour le renforcement de l’alimentation en

eau potable de la ville de Saida. Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de MASTER En : Hydraulique. Option : Hydraulique urbaine. Université de Saida.

Menad K. (2006) : Contribution à l'actualisation du réseau d'alimentation en eau potable de la zone basse de la commune de Frenda, Wilaya de Tiaret. Mémoire d'Ingénieur d'État en Hydraulique, Option : Hydraulique Urbaine. Université de Saïda.

Missoum Rabia. (2015) : étude d'extension du périmètre Dahmouni à partir du barrage Dahmouni wilaya de Tiaret. Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieure d'état en hydraulique urbaine .Option : irrigation et drainage .ENSH.

Mohamed Amireche. (2015) : cours alimentation en eau potable.université de Béjaïa, année universitaire 2015/2016.

Pump Tutor Caprari : Catalogue (logiciel) général de pompes, marque Caprari : Italy.

SONELGAZ, 2018 : S.D.O, société de distribution ouest. Sonelgaz Algérie.

Sourisseau B, 1974 : Etude hydrogéologique de la plaine de Mascara. Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H).Oran (Algérie).

LISTE DES FIGURES

Chapitre 01 :

Figure 1:situation de la plaine de Ghriss(D.R.E ,2018)	5
Figure 2:Situation géographique du barrage Ouizert.....	13
Figure 3: vue générale du barrage Ouizert.....	14

Chapitre 03:

Figure 1:Schéma d'une adduction gravitaire	28
Figure 2:schéma d'une Adduction par refoulement	32
Figure 3: Courbes caractéristiques de la pompe.....	53
Figure 4: Courbes caractéristiques de la pompe.....	54
Figure 5:Principe de la construction de l'épure (Dupont A, 1974).....	64
Figure 6: l'épure de l'adduction 2	67
Figure 7: Tracé et ouvrages du transfert d'eau – Barrage d'Ouizert – Plaine de Ghriss	69

Chapitre 04:

Figure 1:Pose de conduite en tranchée	73
Figure 2:Pose sur semelle.....	74
Figure 3:Pose sur pieux	74
Figure 4:Pose en galerie	75
Figure 5:Pose dans le lit d'une rivière.....	76
Figure 6:Schéma d'une coupe en travers type dans une tranchée.....	78

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 01 :

Tableau N°1: Répartition mensuelle des pluies en mm (Dossier A, 2011).....	9
Tableau N°2: Distribution mensuelle de la température de l'air en T (°C) (Dossier A, 2011)	10
Tableau N°3: Répartitions des températures moyennes mensuelles en T (°C).....	10
Tableau N°4: Distribution mensuelle de l'humidité de l'air H(%) (Dossier A, 2011).....	10
Tableau N°5: Distribution mensuelle de la vitesse du vent dans l'air V en (m/s).....	11
Tableau N°6: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm/j (Dossier A, 2011).....	11
Tableau N°7: Evapotranspiration mensuelles en mm/j (Dossier A, 2011)	12
Tableau N°8: Répartition des superficies par classe de conductivité. (Dossier A, 2011).....	13

Chapitre 02 :

Tableau N°1: Besoins en eau d'irrigation de cultures.....	25
---	----

Chapitre 03 :

Tableau N°1: Valeurs de correspondance des coefficients de Hazen-Williams et Lechapt et Calmon en fonction de la rugosité.....	43
Tableau N°2: Gamme de diamètre à prendre	44
Tableau N°3: Gamme de diamètre à prendre	45
Tableau N°4: Pertes de charge linéaires de chaque diamètre.....	45
Tableau N°5: Pertes de charge singulières de chaque diamètre.....	45
Tableau N°6: Pertes de charge total de chaque diamètre	45
Tableau N°7: les frais d'amortissement	46
Tableau N°8: Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	46
Tableau N°9: Les frais d'exploitation	47
Tableau N°10: Bilan de l'étude technico-économique pour la conduite de refoulement	47
Tableau N°11: Caractéristiques de la conduite du tronçon station de pompage N°1 – station de pompage N°2.....	47
Tableau N°12: Gamme des diamètres à prendre en considération.....	48
Tableau N°13: Pertes de charge linéaires pour chaque diamètre	48
Tableau N°14: Pertes de charge singulières de chaque diamètre.....	48
Tableau N°15: Pertes de charge total de chaque diamètre	48

Liste des tableaux

Tableau N°16: Les frais d'amortissement.....	49
Tableau N°17: Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	49
Tableau N°18: Les frais d'exploitation	49
Tableau N°19: Bilan de l'étude technico-économique pour la conduite de Station de pompage N°2 – Bassin de stockage	50
Tableau N°20: Caractéristiques de la conduite du tronçon station de.....	50
Tableau N°21: Caractéristiques adaptées pour le choix des pompes.....	52
Tableau N°23: Les avantages et les inconvénients des différents appareils de lutte contre le coup de bélier (Zemouri adel ,2016/2017).....	60
Tableau N°24: Valeurs du coefficient K	61
Tableau N°25: Caractéristiques des conduites de refoulement	62
Tableau N°26: Caractéristiques de la conduite	62
Tableau N°27: Calcul du coup de bélier	63
Tableau N°28: Caractéristiques de la conduite	63
Tableau N°29: Calcul du coup de bélier	63
Tableau N°30: Résultats obtenus après calcul de la l'adduction N°2	66
Tableau N°31: caractéristiques de la bache de reprise	68
Tableau N° 32:caractéristiques du bassin de stockage.....	68

Chapitre 04:

Tableau N°1: Devis quantitatif et estimatif des travaux à réaliser	83
--	----

Liste des symboles

A : Annuité.

a : Célérité d'ondes.

a : coefficient de Lechapt et Calmon.

B : La charge ou la hauteur d'eau maximale du coup de bélier (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

E : Énergie consommée par la pompe (kwh).

e : Épaisseur de la conduite (m).

e : Prix d'énergie (4.15 DA/KWh).

e : Épaisseur de lit de Sable prise égale à 0,15 m.

e : Épaisseur au dessus de la génératrice supérieure de la conduite prise égale à 0,3m.

E : Evaporation en mm/j;

e_a : Tension de vapeur d'eau dans l'atmosphère en millibars;

e_s : Tension de vapeur d'eau correspondante à la température de la surface en millibars ;

F_{am} : frais d'amortissement (DA)

F_{exp} : frais d'exploitation (DA).

f : prix d'un kg de matériau de conduite (500 DA/kg)

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

H^* : la charge statique .

H_d : la charge dynamique.

H : Hauteur du bassin (m).

h : Profondeur de la tranchée (m).

Liste des symboles

h_B : la distance verticale de B à la surface libre à l'aspiration.

h_e : Distance entre la génératrice supérieur de la conduite et le niveau du sol.

H_g : hauteur géométrique (m).

H_{max} : Valeur maximum de la suppression (m).

H_{min} : Valeur minimum de la depression (m).

H_{mt} : hauteur manométrique totale (m).

i : taux d'intérêt annuel.

j : Perte de charge unitaire.

J_{asp} : Perte de charge de l'aspiration.

j_{AB} : la perte de charge de A en B.

J_{ref} : Perte de charge de refoulement.

J_T : perte de charge totale (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K_s : Rugosité (m).

K_0 : rugosité absolue de la conduite neuve.

L : Longueur de la conduite (m).

l : Largeur de la tranchée (m).

m : coefficient de Lechapt et Calmon.

m : Coefficient de rognage.

m.c.e : mètre colonne d'eau .

n : coefficient de Lechapt et Calmon.

n : nombre d'heures de travail de la station de pompage pendant 24 heures.

n : Nombre d'année d'amortissement.

Liste des symboles

P : Pluviométrie (mm).

Pa : puissance absorbée par le moteur (kW).

P_A : est la pression absolue.

P_B : la pression absolue en B.

P_c : prix de la conduite.

P_e : prix de l'énergie.

P_g : prix de groupe.

P_{unit} : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

PN : Pression Nominal.

Pr : Profondeur de la tranchée (m).

Q : débit (m^3/s).

Re : Nombre de Reynolds.

S : Section du bassin (m^2).

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

T : Température ($^{\circ}C$).

T : temps de service (dans notre cas $T = 50$ ans)

t : température de l'eau ($20^{\circ}C$)

U_0 : Volume d'air initial (m^3).

V : Vitesse (m/s).

Liste des symboles

v : Volume du bassin (m^3).

v_c : Volume de la conduite (m^3).

v_d : Volume totale du déblai (m^3).

v_s : Volume de lit de sable (m^3).

v_{tc} : Volume de la terre criblée (m^3).

v_{te} : Volume de terre excédentaire (m^3).

v_{tv} : Volume de tout venant (m^3).

Z : est la cote moyenne de la conduite, en m

π : 3,14.

λ : Coefficient de perte de charge.

ΔH : Perte de charge (m).

ΔH_T : Perte de charge totale (m).

ΔH_L : Perte de charge linéaire.

ΔH_S : Perte de charge singulière.

η : Rendement moyen de la pompe, pris égal à 72 %.

ρ : est la masse volumique de l'eau ($\approx 1000 \text{ kg/m}^3$).

α : est un coefficient du à la non homogénéité des vitesses dans la section ($\approx 1,05$), il est souvent égal à 1.

α : coefficient de vieillissement des conduite déterminé à partir de l'abaque de Mr Peter LAMONT prise égale à 0.00360 mm/an pour une eau de faible agressivité..

ν : la viscosité cinématique de l'eau (pour l'eau $\nu \approx 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

Liste des abréviations.

CW : Chemin Willaya.

D.R.E : Direction des ressources en eau.

D.S.A : Direction des services agricoles

F.A.O: Food and Agriculture Organization.

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : Hauteur manométrique totale.

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

NPSH : Net positive section head (charge nette à l'aspiration).

PDAU : Plan directeur d'aménagement urbain

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN : pression nominal

RN : Route National.

SP1 : station de pompage 1.

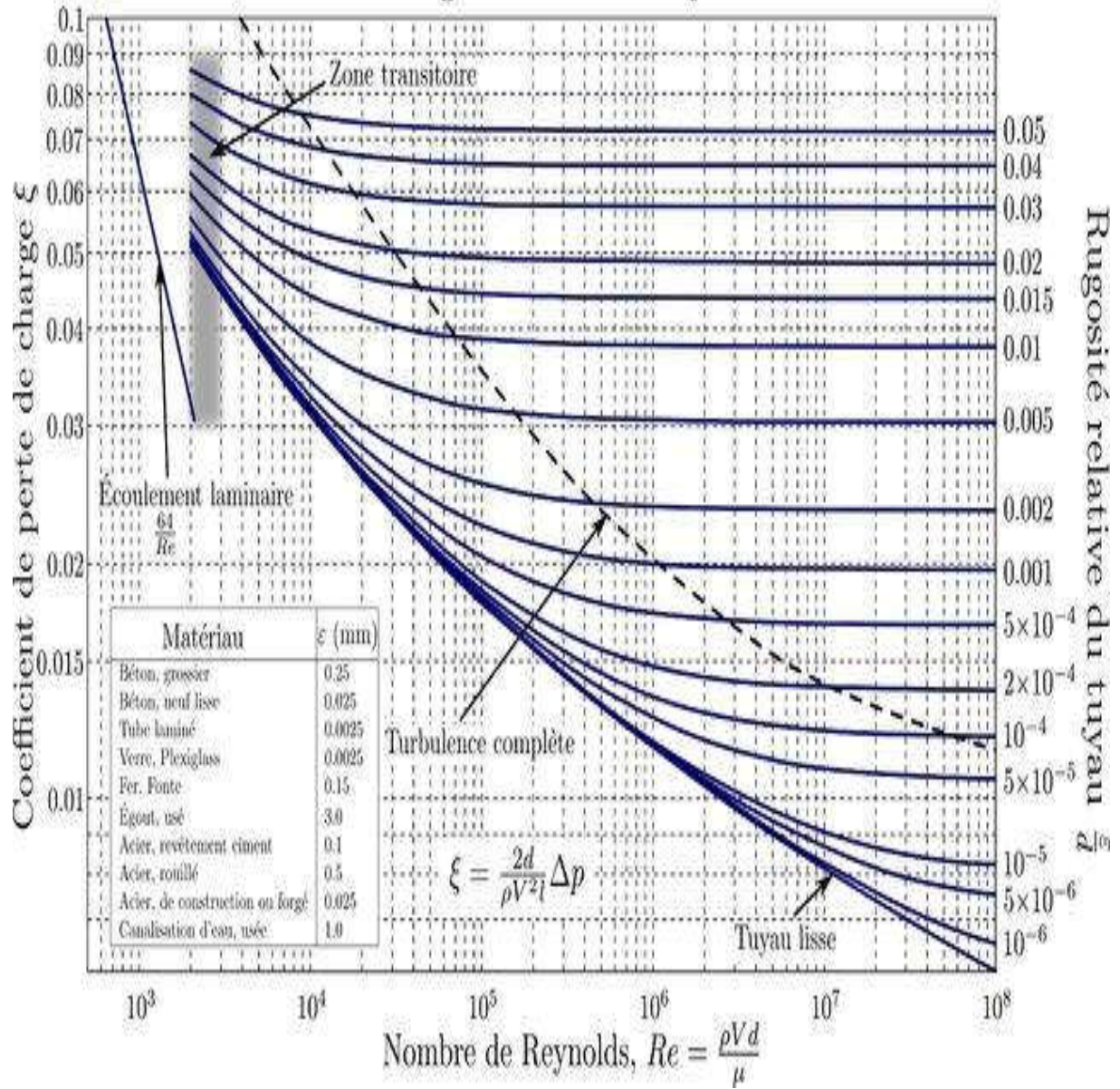
SP2 : station de pompage 2.

.

.

Annexes

Diagramme de Moody



PM 150/ 5 B

Caractéristiques requises

Débit	165 l/s
Hauteur de refoulement	133 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	82,5 l/s
Hauteur de refoulement	133 m
Puissance absorbée	135 kW
Rendement	79,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	178 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	160 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

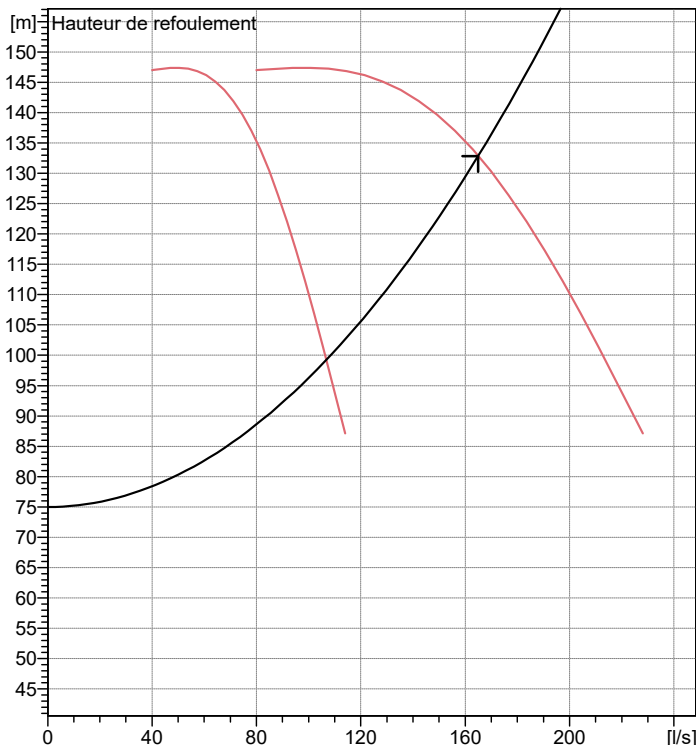
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	1950 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etouple	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



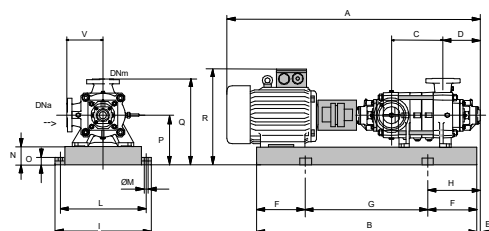
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2760
B = 2291
C = 735
D = 351
DNa = 200
DNm = 150
E = 241
F = 400
G = 1491
H = 641
I = 870
L = 820
M = 20
N = 160
O = 42
P = 475
Q = 845
R = 941
V = 370



Notes:

Date 09.06.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PM 150/ 8 A

Caractéristiques requises

Débit	165 l/s
Hauteur de refoulement	220 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	83,6 l/s
Hauteur de refoulement	222 m
Puissance absorbée	229 kW
Rendement	79,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	292 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

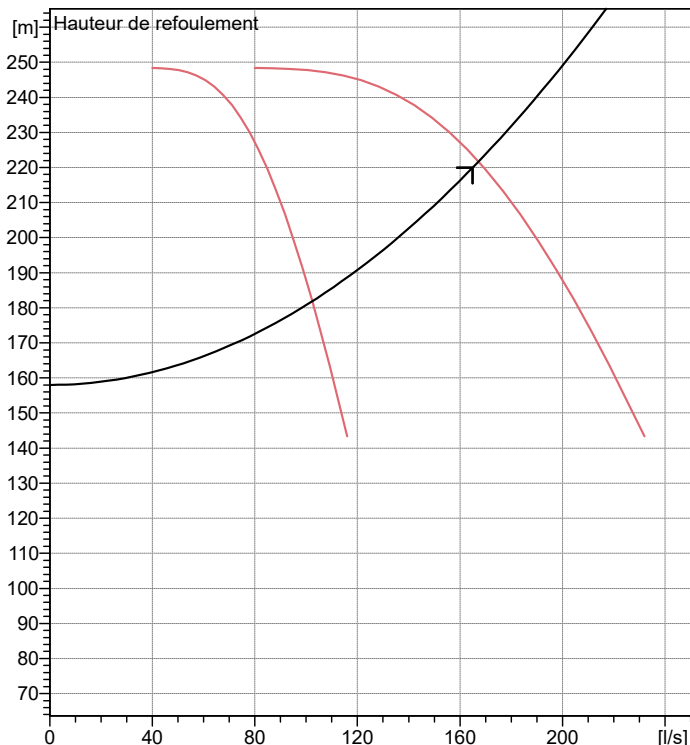
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	2850 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etouple	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



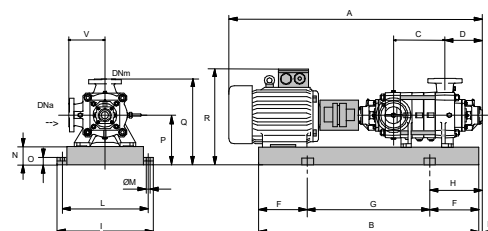
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 3459
B = 2867
C = 1110
D = 351
DNa = 200
DNm = 150
E = 236
F = 400
G = 2067
H = 636
I = 870
L = 820
M = 20
N = 180
O = 42
P = 535
Q = 905
R = 1080
V = 370



Notes:

Date 14.06.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

RÉSUMÉ:

La technologie du transfert d'eau a été utilisée depuis longtemps, dès l'antiquité, pour l'adduction des eaux potables vers les villes et pour des projets d'irrigation. Dans la plupart des pays, des transferts d'eau ont été réalisés, des régions humides vers les régions qui le sont moins, il s'agit de transferts importants sur de grandes distances varié des centaines de kilomètre, Les projets de transfert d'eau nécessitent une maîtrise et une connaissance des lois qui régissent l'écoulement de l'eau et des théories du transport hydraulique.

Le but de ce travail est d'étudier une adduction d'eau à partir du barrage d'Ouizert vers la plaine de Ghriss, willaya de Mascara dont le but est d'assurer l'irrigation d'une surface de 1200 ha.

Le volume d'eau transféré quotidiennement est environ égal à 14256 m^3 , mettant en œuvre deux stations de pompage, chacune équipée de trois pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal dont une de secours. Un linéaire de 22250 m de conduite en PEHD et fonte

Mots clés : technologie, transfert d'eau, régions humides, adduction d'eau, barrage de Ouizert, plaine de ghriss, pompes centrifuges multicellulaires.

ملخص :

تم استخدام تكنولوجيا نقل المياه لفترة طويلة، منذ العصور القديمة، لتزويد المدن بمياه الشرب ومشاريع الري. في معظم البلدان، تم نقل المياه، من المناطق الرطبة إلى المناطق الأقل تساقطات، والتحويلات الكبيرة على مسافات كبيرة تصل أحيانا إلى مئات الكيلومترات. تتطلب مشاريع نقل المياه إتقاناً ومعرفة بالقوانين التي تحكم تدفق المياه ونظريات النقل الهيدروليكي.

الغرض من هذا العمل، هو دراسة إمدادات المياه من سد ويزغت إلى سهل غريس، ولاية "معسكر" التي تهدف إلى ضمان ري مساحة 1200 هكتار.

الحجم اليومي من المياه المنقولة يساوي تقريبا 14256 متر مكعب، يضخ الماء بإستعمال محطتين للضخ، كل واحدة مجهزة بثلاث مضخات (واحدة للأمان) من نوع الطرد المركزي متعددة الخلايا وذات محور أفقي. مجموع طول خط الأنابيب نقل الماء هو حوالي 22250 متر. الأنابيب من البلاستيك (PEHD) والحديد الزهر.

الكلمات المفتاحية: التكنولوجيا، نقل المياه، الأراضي الرطبة، إمدادات المياه، سد ويزغت، غريس، مضخات الطرد المركزي متعددة الخلايا.

ABSTRACT:

Water transfer technology has been used for a long time, from ancient times, for the supply of drinking water to cities and for irrigation projects.

In most countries, water transfers have been made, from wet areas to less remote areas, large transfers over large distances, hundreds of kilometers, water transfer projects require a mastery and knowledge of the laws that govern the flow of water and theories of hydraulic transport.

The purpose of this work is to study a water supply from the Ouizert dam to the plain of Ghriss, willaya Mascara whose purpose is to ensure the irrigation of an area of 1200 ha.

The volume of water transferred daily is approximately equal to 14256 m^3 , implementing two pumping stations, each equipped with three multicellular centrifugal pumps with horizontal axis including one of relief. A linear of 22250 m of pipe in HDPE and cast iron

Key words: technology, water transfer, wetlands, water supply, Ouizert dam, ghriss plain, multicellular centrifugal pumps.