

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Bessem (w. Tissemsilt) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-12

APA Citation (APA توثيق):

Abdelhamid, Yazid (2012). Alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Bessem (w. Tissemsilt)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE
D'OULED BESSEM (W.TISSEMSILT)**

Présenté par :

M^r : ABDELHAMID YAZID

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B.SALAH	M C.A	Président
M^r M.S.BENHAFID	M A.A	Examineur
M^{me} W. MOKRANE	M A.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	M A.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	M A.B	Examineur
M^{me} S.BERBACHE	M A.A	Promotrice

Juillet-2012

dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A Mes très chers parents pour tout leurs sacrifices, leurs aides et leurs soutient afin de m'offrir toutes les moyennes pour achever mes études

A mes frères :

*ABDELMALEK, M^{ed} ELHADI, ABDENNOUR,
ABDERRAZAK ET HOUSSAM EDDINE.*

A mes amis :

*ABDERRAHMANE, TOUTOU, DAWOUD, ABDESSLAME, IMAD,
KHALED, FARID, YACINE, DJALEL, HAJA, NOHA, SOFIANE et toute
ma famille de l'ENSH*

A. YAZID

dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A Mes très chers parents pour tout leurs sacrifices, leurs aides et leurs soutient afin de m'offrir toutes les moyennes pour achever mes études

A mes frères :

*ABDELMALEK, Med ELHADI, ABDENNOUR,
ABDERRAZAK ET HOUSSAM EDDINE.*

A mes amis :

*ABDERRAHMANE, TOUTOU, DAWOUD, ABDESSLAME, IMAD,
KHALED, FARID, YACINE, DJALEL, HAFA, NOHA, SOFIANE et toute
ma famille de l'ENSH*

A. YAZID

Remerciements

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à :

Ma chère famille de leurs aides morale et financière

Ma promotrice M^{me} BERBACHE .S pour ses conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé à la réalisation de mon projet

Tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près où de loin a ma formation.

Je remercie également les membres du jury pour avoir pris la peine d'évaluer ce modeste travail.

Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont participé avec un geste, morale ou physique, pour achever ce mémoire

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

A. YAZID

Remerciements

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à :

Ma chère famille de leurs aides morale et financière

Ma promotrice M^{me} BERBACHE .S pour ses conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé à la réalisation de mon projet

Tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près ou de loin a ma formation.

Je remercie également les membres du jury pour avoir pris la peine d'évaluer ce modeste travail.

Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont participé avec un geste, morale ou physique, pour achever ce mémoire

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

A. YAZID

ملخص

تتمثل دراستنا هذه في القيام بدراسة عملية تجديد شبكة مياه الشرب مدينة أولاد بسام بولاية تيسمسيلت و في هذه الدراسة قدمنا أولا لمحة عامة عن للحالة الحالية لمختلف الموارد المائية , شبكة المياه و الخزانات المائية و بعد هذا انتقلنا إلى حساب كمية الحاجيات المائية لسكان مدينة أولاد بسام إلى عام 2040. ثم نقوم بإشبكة التوزيع في هذه المنطقة, بكيفية تحقق جميع شروط الاستهلاك بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

Résumé

Notre travail consiste à faire une étude de renouvellement du système d'alimentation en eau potable de la ville d'OULED BESSEM (Wilaya de TISSEMSILT) à travers cette étude que nous avons présentés, nous avons donnés en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydraulique, réseau et des différents ouvrages de stockage, puis nous avons passés à l'estimation des besoin en eaux de la population de la ville d'OULED BESSEM jusqu'à l'année 2040. Puis, nous allons projeter le réseau de distribution sur notre zone d'étude d'une façon à satisfaire les conditions de consommation

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection de la conduite de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

Abstract

Our job is to make a study of renewal system drinking water from the town of OULED BESSEM (W.TISSEMSILT) through this study that we presented before, we have given in the first place a general overview of the current situation respectful of hydraulic resources, network and various works of storage, then we switched to estimate

Water needs of the population of the city of OULED BESSEM until the year 2040.

Then we will project the network of distribution in our zone of study with fashioning to satisfy the conditions of consuming.

Finally, we will tackle a protection means of the repression pipes, particularly, against a transitory phenomenon called: the water hammer.

SOMMAIRE

Introduction générale :

Chapitre I : Présentation de la ville

Introduction	1
I-1 : Situation Administrative.....	1
I-2.Situation Géographique	1
I-3. Situation Topographique	3
• Les sols calciques :.....	3
• Les vertisols :.....	3
I-4. Situation Géotechnique :.....	3
I-5. La Climatologie.....	3
I-5-1.Température :	3
I-5-2.Humidité :	3
I-5-3.Pluviométrie	4
I-5-4.Vents :	4
I-5-5.Neige :	4
I-6.Présentation hydraulique :	4
I-6.1.Les ressources en eau actuelle:	4
a- Les eaux superficielles :	4
b- Les eaux souterraines :	4
I.6.2Ouvrages Hydraulique :	5
• Réservoirs :	5
• Forages :	6
I-7 Population :.....	6
Conclusion :.....	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :	7
II-1- Evaluation de la population future :.....	7
II-2- Catégories des besoins en eau :.....	8
II-3-L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	9
II-3-1- Besoins domestiques :	9
II-3-2- Besoins scolaires :.....	9
II-3-3- Besoins sanitaires :.....	10
II-3-4-Besoins administratifs :	10
II-3-5- Besoins socioculturels :.....	11
II-3-6- Besoins de bétail :.....	11
II-4 - Récapitulation des besoins en eaux de la ville :	12

II-5- Variation de la consommation journalière :	12
• Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$) :	12
• Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$) :	13
II-5-1.Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$) :	13
II-5-2.Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :	13
II-6-Variation de la consommation horaire :	14
• Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$) :	14
• Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$) :	14
II-6-1-Débit moyen horaire :	15
II-6-2- Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$) :	15
II-6-3- Consommation minimale journalière ($Q_{min, j}$)	16
II-7- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	16
Conclusion :	19

Chapitre III : Etude des réservoirs

Introduction :	20
III -1 : Rôles des Réservoirs :	20
III -2 : Emplacement des réservoirs :	20
III -3 : Principe de fonctionnement :	20
III-4 : Classification des réservoirs :	21
III-4-1 : Classification selon le matériau de construction :	21
III-4-2 : Classification selon la situation des lieux :	21
III-4-3 : Classification selon l'usage :	21
III-4-4 : Classification selon la forme géométrique :	21
III-5 : Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :	21
III-5-1 : Méthode analytique :	21
III-5-2 : méthode graphique	23
III-6 : Détermination de la capacité de la bache de reprise	23
III-7 : Dimensionnement de la bache de reprise	25
III-8 : Equipement du réservoir :	26
III.8.1 Conduite d'arrivée :	26
III.8.2 Conduite de distribution :	26
III.8.3 Conduite de décharge ou de vidange :	26
III.8.4 Conduite de trop-plein :	26
III.8.5 By-pass :	26
III.8.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :	27
Conclusion :	29

Chapitre IV : Adduction et pompage

Introduction	30
IV.1 Adduction :	30
IV-1-1 Choix du tracé :	30
IV-1-2- Etude des variantes :	30
IV-1-2-1- Description generale du tracé de l'adduction :	31

IV-1-3- Choix du matériau de la conduite :	31
IV-1-4- Adduction gravitaire :	32
IV-1-4-1 Calcul du diamètre avantageux de la conduite gravitaire :	32
IV-1-4-1-1.Longueur du tronçon :	33
IV-1-4-1-2.Caractéristiques des points :	33
IV-1-4-1-3.La charge disponible :	33
IV-1-4-1-4.le gradient hydraulique :	33
IV-1-4-1-5.Calcul du diamètre avantageux :	33
IV-1-4-1-6.calcul de la vitesse d'écoulement :	34
IV-1-5.Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement :	35
• Formule de BRESSE	35
• Formule de BONNIN:	35
IV-1-5-1. Frais d'amortissement :	35
IV-1-5-2.Frais d'exploitation	36
IV-1-5-3. Calcul des pertes de charge :	36
IV-1-5-3.1. Pertes de charge linéaires :	36
IV-1-5-3.2 Pertes de charge singulières	36
IV-1-5-3.3. Pertes de charge totales (ΔH_t) :	37
IV-1-5-4. Calcul de la hauteur manométrique totale :	37
IV-1-5-5. Puissance absorbée par la pompe	37
IV-1-5-6. Energie consommée par la pompe :	37
IV-1-5-7. Frais d'exploitation	37
IV-2-POMPAGE	39
IV-2-1-Critères de l'emplacement de la station de pompage :	39
IV-2-2-Choix du type de pompe :	39
IV-2-3-Choix du nombre de pompes :	39
IV-2-4-Courbes caractéristiques des pompes	40
IV-2-5-Point de fonctionnement de la pompe :	42
IV-2-6-Adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement données :	44
IV-2-7-Etude de la cavitation :	45
IV-2-7-1-Les effets de la cavitation	45
IV-2-8-Calage de la pompe :	47
IV-2-9-Choix du moteur électrique :	48
IV-2-9-1. Critères de choix du moteur électrique	48
IV-2-9-2. Vitesse de rotation du moteur :	48
IV-2-9-3. Puissance fournie par le moteur :	48
a) Puissance du moteur :	49
b) Type et caractéristiques du moteur :	49
Conclusion :	50

Chapitre V : Réseau de distribution

Introduction :	51
-----------------------------	----

V-1-Classification des réseaux de distribution :	51
V-1-1-Les réseaux maillés :	51
V-1-2- Réseaux ramifié :	51
V-1-3- Réseaux étagés :	51
V-2-Conception du réseau :	52
V-3- Principe de tracé d'un réseau maillé :	52
V-4-Choix du matériau des conduites :	52
V-4-1-Avantages des tuyaux en P.E :	52
V-4-2-Avantages des tuyaux en PVC :	53
V-5- Calcul hydraulique du réseau maillé :	53
V-6-Détermination des débits:	53
V-6-1-débit spécifique :	53
V-6-2- Débit en route :	53
V-6-3-débits aux nœuds (nodaux):	54
• Cas de pointe :	54
➤ Le débit donné par le réservoir R_1 (Q_{R1}) :	56
➤ Le débit donné par le réservoir R_2 (Q_{R2}) :	56
• Cas de pointe plus incendie :	57
➤ Le débit donné par le réservoir R_1 (Q_{R1}) :	59
➤ Le débit donné par le réservoir R_2 (Q_{R2}) :	59
V-6-4- Répartition arbitraire des débits :	59
V-7-Calcul hydraulique du réseau de distribution:	61
V-7-1-Méthode de calcul :	61
V-7-1-1- La base de la méthode :	61
➤ Lois des nœuds (1 ^{ère} lois de KIRCHOFF) :	61
➤ Loi des mailles (2 ^{ème} loi de KIRCHOFF) :	61
V-7-1-2-Capacités pour la Modélisation Hydraulique :	61
V-7-1-3-Formule utilisé (DARCY-WEISBAKH) :	62
V-7-2- Les résultats de calcul :	63
V-7-2-1-Cas de pointe :	63
• Etat des tronçons :	63
• Etat des nœuds :	64
V-7-2-2-Cas de pointe+incendie :	65
Etat des tronçons :	65
Etat des nœuds :	66
V-7-3-Interprétation des résultats :	67
• Cas de pointe :	67
• Cas de pointe+incendie :	67
V-8-Les accessoires du réseau de distribution :	68
V-8-1- Robinets vannes :	68
V-8-1-1- Les vannes à opercule :	68
V-8-1-2- Les vannes papillon :	68
V-8-2-Bouches ou poteau d'incendie :	68
V-8-3- Clapets :	68

V-8-4-Ventouses :.....	68
V-8-5- Robinets de vidange :.....	68
V-8-6-Bouche d'arrosage:.....	68
V-8-7- Les régulateurs des pressions :.....	69
V-9-Pièces spéciales de raccord :.....	69
➤ les coudes	69
➤ les cônes de réduction	69
➤ Les bouts d'extrémités	69
Conclusion	69

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction :	70
VI-1- Les Causes du coup de bélier :	70
VI-2-Les risques dus aux coups de bélier	70
• Forte pression :.....	70
• Pression négative :	70
• Fatigue des conduites :	70
VI-3-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :.....	71
a) Réservoirs d'air :.....	71
b) Cheminée d'équilibre :.....	71
c) Soupape de décharge :.....	71
d) Volant d'inertie :.....	71
VI-4-Analyse physique du phénomène du coup bélier	72
• Première phase.....	72
• Deuxième phase.....	73
• Troisième phase.....	74
• Quatrième phase.....	74
VI-5 Calcul des réservoirs d'air :.....	74
• Méthode de VIBERT :.....	74
• Méthode de BERGERON :.....	74
VI-4-1-Hypothèses de calcul du coup de bélier :	74
VI-4-2-Dimensionnement des réservoirs d'air :.....	76
➤ Calcul de la célérité d'onde C :.....	77
➤ Calcul de la capacité du réservoir :.....	77
VI-4-3-Installation du réservoir d'air :	77
Conclusion :.....	79

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	80
---------------------------	----

VII-1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain:.....	80
VII-1-1- Matérialisation :.....	80
VII-1-2- Nivellement:.....	80
VII-2- Excavation des tranchées :	80
VII-2-1- La profondeur (H_{tr}) :.....	80
VII-2-2- Largueur de la tranchée :.....	80
VII-2-3-Choix du coefficient du talus :	81
VII-2-4-Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :	81
VII-2-4-1.Pelle équipée en rétro :.....	82
VII-2-4-2.Pelle équipée en butée :.....	82
VII-2-4-3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie :.....	84
VII-2-4-4.La duré d'excavation :.....	84
VII-2-5- Aménagement du lit de pose des conduites :.....	84
VII-3-Pose des conduites:.....	85
VII-4- Epreuve de joint et de la canalisation :	86
VII-5-Remblaiement de la tranchée :.....	86
VII-6-Choix des engins:.....	86
VII-6-1-Choix du bulldozer :	86
VII-6-2-Chargeur:.....	87
VII-6-3-Compacteur :.....	87
Conclusion :.....	87

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction :	88
VIII -1 Causes des accidents :.....	88
VIII-1-1.Facteurs humains :.....	88
VIII-1-2.Facteurs matériels:.....	88
VIII-2.Liste des conditions dangereuses :	89
VIII-3.Liste des actions dangereuses :.....	89
VIII-4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :.....	89
VIII-4-1.Protection individuelle :	89
VIII-4-2.Protection collective :.....	90
VIII-4-2-1.Equipement de mise en œuvre du béton :.....	90
VIII-4-2-2.Engin de levage :.....	90
VIII-4-2-3.Appareillage électrique :.....	90
VIII-4-3.Autre protections.....	90
VIII-5.Organisation de la prévention des accidents du travail :.....	90
Conclusion	92

Conclusion générale

Bibliographie

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la ville

Tableau N°1 : Caractéristiques des réservoirs	5
Tableau N°2 : Caractéristiques des forages	6
Tableau N°3 : Caractéristiques de la population	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau N°1 : Répartition de la population à l'horizon du projet	7
Tableau N°2 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	9
Tableau N°3 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires :.....	10
Tableau N°4 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	10
Tableau N°5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs :	11
Tableau N°6 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels :.....	11
Tableau N°7 : Tableau récapitulatif des besoins du bétail :.....	11
Tableau N°8 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville :	12
Tableau N°9 : Tableau récapitulatif des consommations journalières :.....	14
Tableau N°10 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants :.....	14
Tableau N°11 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :	15
Tableau N°12: Tableau récapitulatif des consommations horaires :	16
Tableau N°13: Variation des débits horaires :.....	17

Chapitre III : Etude des réservoirs

Tableau N°1: Détermination de la capacité du réservoir :.....	22
Tableau N°2: Détermination de la capacité de la bache :	24
Tableau N°3 : Les dimensions de la bache de reprise :	25

Chapitre IV : Adduction et pompage

Tableau N°1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	32
Tableau N°2: Longueur du tronçon de l'adduction :	33
Tableau N°3 : Cote de terrain des points de l'adduction :	33
Tableau N°4 : Calcul des frais d'amortissement :	38
Tableau N°5 : Calcul de la HMT :	38
Tableau N°6 : Calcul des frais d'exploitation :.....	38
Tableau N°7 : Bilan Des frais :.....	39
Tableau N°8 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :	40

Tableau N°9 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :	43
Tableau N°10 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	46
Tableau N°11 : Coefficient de correction en fonction de la puissance :	49
Tableau N°12 : Type et caractéristiques du moteur :	49

Chapitre V : Réseau de distribution

Tableau N°1 : Détermination des débits aux nœuds (cas de point) :	54
Suite du tableau N°1 : Détermination des débits aux nœuds (cas de point):	55
Suite du tableau N°1 : Détermination des débits aux nœuds (cas de point):	56
Tableau N°2 : Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie):	57
Suite du Tableau N°2: Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie).....	58
Suite du Tableau N°2: Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie) :...	59
Tableau N°3 : Calcul des diamètres :	60
Tableau N°4 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe) :	63
Suite du Tableau N°4 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe).....	64
Tableau N°5 : Calcul des pressions (cas de pointe):	64
Tableau N°6 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe+incendie):	65
Suite du Tableau N°6- Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe+incendie):	66
Tableau N°7 : Calcul des pressions (cas de pointe + incendie).....	66

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau N°1: Les caractéristiques de tronçon de refoulement de l'adduction :	81
Tableau N°2: Calcul de célérité d'onde de tronçon de refoulement de l'adduction :	81
Tableau N°3: Calcul de la capacité du réservoir d'air	81

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau N°1 choix du coefficient du talus	86
Tableau N°2: calcul du volume à excaver :	88
Tableau N°3: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement :	88
Tableau N°4: Volume total du lit de sable :	90
Tableau N°5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet :	92

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la ville

Figure N°1: Plan de situation de la zone d'étude	2
Figure N°2 : Site des réservoirs	5

Chapitre II : Estimation des besoins

Figure N°1 : Répartition des habitants pour chaque horizon :	8
Figure N°2 : Histogramme de la consommation journalière :.....	18
Figure N°3 : Courbe intégrale de consommation journalière :.....	18

Chapitre IV : Adduction et pompage

Figure N°1 : Schéma générale de l'adduction :	38
Figure N°2: Courbes caractéristiques données par le constructeur.....	41
Figure N°3: Point de fonctionnement de la pompe :.....	43
Figure N°4: Mode de réglage de débit :	45

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure N°1: Première phase du coup de bélier :	72
Figure N°2 : Deuxième phase du coup de bélier :.....	72
Figure N°3: Troisième phase du coup de bélier :	73
Figure N°4: Quatrième phase du coup de bélier :	74
Figure N°5 : Réservoir d'air anti bélier :	78

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure N°1 : Pose de la conduite dans la tranchée :.....	86
--	----

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Figure N°1 : Organisation de la prévention des accidents du travail.....	91
--	----

INTRODUCTION GENERALE

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

Suite au manque de ressources en eau dans la ville d'OULED BESSEM et les problèmes de fuites rencontrés au niveau du réseau de distribution, les responsables concernés ont proposé un projet d'alimentation en eau potable de cette ville.

Notre étude comporte huit chapitres qui peuvent être repartis sur quatre parties principales.

- Une présentation globale du site à savoir la détermination de la zone d'études, son climat ainsi que le nombre d'habitants, et une estimation des besoins en eau qui nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.
- Une étude globale du système de stockages qui seront projetés, le système d'adduction qui comportera le dimensionnement des conduites, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet et une étude du système de distribution pour améliorer la situation de cette ville, tout en donnant des recommandations à la gestion.
- Etude du système de protection nécessaire contre le phénomène du coup de bélier dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.
- La détermination de différentes étapes liées à la réalisation de notre projet et les moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans les meilleures conditions possibles et les plus brefs délais et on termine cette étude avec une détermination des causes des accidents de travail avec une mesure préventive afin de diminuer la fréquence et les accidents dans les chantiers

CHAPITRE I

Présentation de la ville

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de connaître la situation de la ville d'OULED BESSEM de point de vue géographique, topographique, géotechnique, climatique, démographique et hydraulique et cela nous permettra de mener à bien notre travail.

I-1.Situation Administrative :

La commune d'OULED BESSEM est située dans la wilaya de TISSEMSILT et dépend de la daïra de TISSEMSILT à une distance d'environ 16 km au nord chef lieu de la Wilaya.

Elle est issue du dernier découpage de 1984, et occupe une superficie totale de 85,6 ha

I-2.Situation Géographique :

La commune d'OULED BESSEM est limitée géographiquement par

Au nord ———> la commune de BENI CHAIB

Au nord est ———> la commune KHEMISTI

Au nord ouest ———> la commune de BENI LAHCEN

A l'est ———> la commune de KHEMISTI

A l'ouest ———> la commune de SIDI ABED

Au sud ———> la commune de TISSEMSILT

Le terrain servant comme assiette pour la commune d'OULED BESSEM est remarquable par ses plénitudes. Hormis quelques zones où l'on retrouve des terrains accidentés avec des pentes dépassant les 10%.

Le territoire du chef lieu de la commune est traversé au nord par oued malleh. Son relief intérieur est moyennement élevé avec des altitudes variant de 990 à 1002 m.

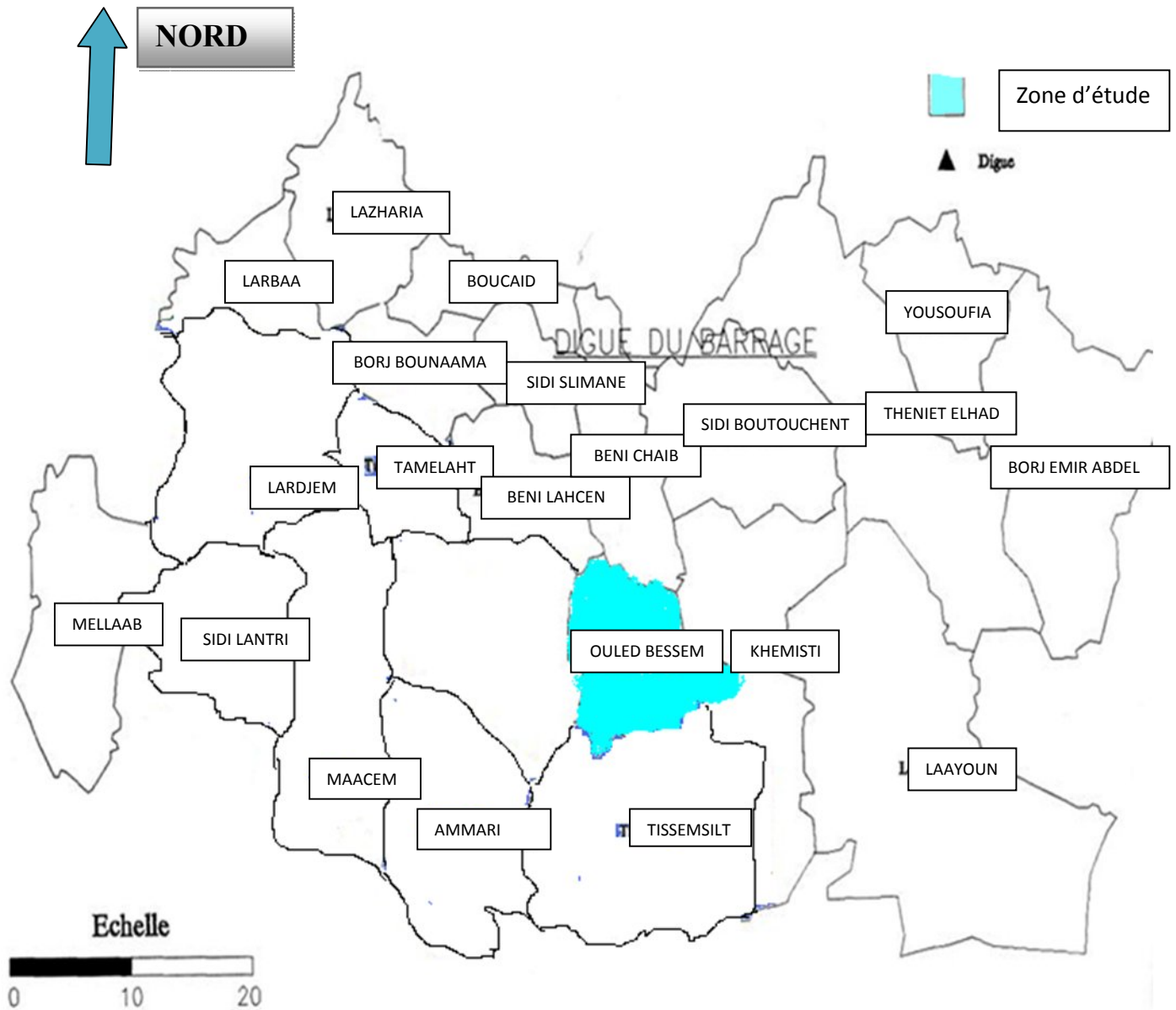


Figure N°1: plan de situation de la zone d'étude

I-3. Situation Topographique :

Le chef lieu de OULED BESSEM se trouve situé dans la partie sud-est de son territoire avec comme limites topographique, une crête formant de part et d'autre deux dépressions formées par les deux oueds au nord et au sud de l'agglomération.

Elle est limitée :

- Au nord : par des terrains agricoles à potentialité élevées
- Au nord est : par un terrain accidenté rocheux
- Au sud : par des terrains à potentialités agricoles élevées

I-4. Situation Géotechnique :

Le périmètre de la commune d'OULED BESSEM se caractérise par deux types de sol présentant une forte teneur en éléments fins et en argile.

- **Les sols calciques :**

Ces sols sont localisés dans la partie nord du territoire communale. Ils se caractérisent par leurs fortes teneurs en calcaire. Remarquables par ses couleurs blanchâtres. Les rendant imperméables leur faible capacité de rétention de ce liquide provient de leur pauvreté en colloïdes

- **Les vertisols :**

Nous les retrouvons dans la partie sud du territoire de cette commune. Ils se distinguent des autres sols de part leur couleur noire. Ce sont des terres lourdes et compactes essentiellement constituées d'argiles gonflantes. Ces sols sont généralement très fertiles notamment pour les céréalicultures.

I-5. La Climatologie :

Les données climatiques de la ville d'OULED BESSEM sont conformes au climat continental à étage bioclimatique semi aride supérieur. Avec un hiver froid et humide et un été chaud et sec.

I-5-1. Température :

Les températures maximales sont atteintes durant le mois d'Aout (plus de 40°C), alors que les minimales sont observées entre le mois de Décembre et Février (inférieure à 0°C), La température moyenne suit le sens inverse des altitudes

I-5-2. Humidité :

Notre région connaît des taux d'humidité relativement élevés, surtout pour la période novembre-mars où ils atteignent 70% à 80%, ces taux varient de 40% à 63% entre Avril et octobre. Cette humidité explique l'existence de deux saisons

- Une saison humide : Automne et Hiver.
- Une saison sèche : Été.

I-5-3.Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle sur l'ensemble de l'aire de l'étude est de 400 à 500mm. Les pluies sont irrégulières et souvent torrentielles en haute altitude.

I-5-4.Vents :

Cette région est caractérisée par des vents chauds et secs en Été ; froids et secs en Hiver.la direction dominante des vents est l'ouest-nord- ouest entre Octobre et Mai et est-sud- est durant la période estivale.

I-5-5.Neige :

Notre région connaît une période d'enneigement, ainsi qu'une gelée d'une durée allant jusqu'à 08 jours par mois.la durée moyenne des neiges est de 09 jours.

I-6.Présentation hydraulique :

I-6.1.Les ressources en eau actuelle :

les ressource en eau de la commune se compose :

- Les eaux superficielles : oueds
- Les eaux souterraines : nappes

a- Les eaux superficielles :

La commune d'OULED BESSEM possède un réseau hydrographique qui constitue un véritable bassin fluvial ou s'écoule les eaux du sud vers le nord.

Ce bassin est en fait ce lui de l'oued malleh qui draine ses eaux dans le territoire de la commune.

Le débit d'eau d'oued malleh est variable suivant les saisons et l'intensité pluviométrique.

b- Les eaux souterraines :

L'absence d'une véritable étude hydrogéologique ne nous permet pas de parler sur l'existence ou non d'une nappe d'eau souterraine a l'intérieur du territoire de la commune. Nous noterons néanmoins le faite que certains puits et forages ont donné des résultats très satisfaisantes (GUENDO, SAOULA et la D.S.A avec des débits respectifs de 06, 12 et 15 l/s), ce qui prouve l'existence d'une nappe.

Signalons que le forage de la D.S.A est destiné à l'irrigation.

Actuellement le forage GUENDO est le seul qui reste en marche avec un débit soutiré de 06 l/s

I.6.2 Ouvrages Hydraulique :

- **Réservoirs :**

La ville d'OULED BESSAM contient deux réservoirs de 250m³ et 500m³ qui alimentent directement le réseau de distribution

Tableau N°1 : caractéristiques des réservoirs

Réservoirs	(1)	(2)
Capacité	250m ³	500m ³
Cotes de terrain naturel	996 m	996 m
Année de réalisation	1989	1998
Année de mise en service	1989	1998
Etat	bon	bon



Figure N°2 : site des réservoirs

- **Forages :**

Les réservoirs sont alimentés actuellement à partir d'un seul forage (GUENDOU) avec un débit de 6 l/s

Tableau N°2 : caractéristiques de forage

Forage	GUENDOU
Profondeur (m)	300
Année de réalisation	1984
Année de mise en service	1989
Niveau statique (m)	6
Niveau dynamique (m)	43,46
Débit pompe (l/s)	6
H.M.T (m)	190

I-7 Population :

Lors de recensement national de 2008, la population totale des centres urbains de la zone d'étude atteignait les 10794 habitants (d'après l'A.P.C de la commune d'OULED BESSEM)

Tableau N°3 : caractéristiques de la population

Commune	Population en 2008 (hab)	Taux d'accroissement (%)
OULED BESSEM	10794	1,87

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons recensé en plus des informations concernant notre ville les données nécessaires à l'étude hydraulique du système d'alimentation en eau potable qui sera projeté ces données concernant le réseau de distribution vu son état vétuste et le réseau d'adduction vu l'insuffisance des ressources actuelles.

CHAPITRE II

Estimation de besoin en eau

Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II-1- Evaluation de la population future:

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la loi des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + t)^n. \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P_n : Population pour l'horizon considéré.

P_0 : Population à l'année de référence.

t : Taux d'accroissement annuel de la population (%).

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

D'après l'ONS (office national de statistique) le nombre d'habitants à l'année de recensement 2008 est estimé à 10794 habitants.

Tableau N°1: Répartition de la population à l'horizon du projet

Commune	Taux d'accroissement	Population 2008	Population 2010	Population 2020	Population 2030	Population 2040
OULED BESSEM	1,87	10794	11202	13482	16226	19529

Donc à l'horizon 2040, le nombre d'habitants de la zone d'étude sera de 19529 habitants.

La répartition des habitants pour chaque horizon est donnée par la figure II.1

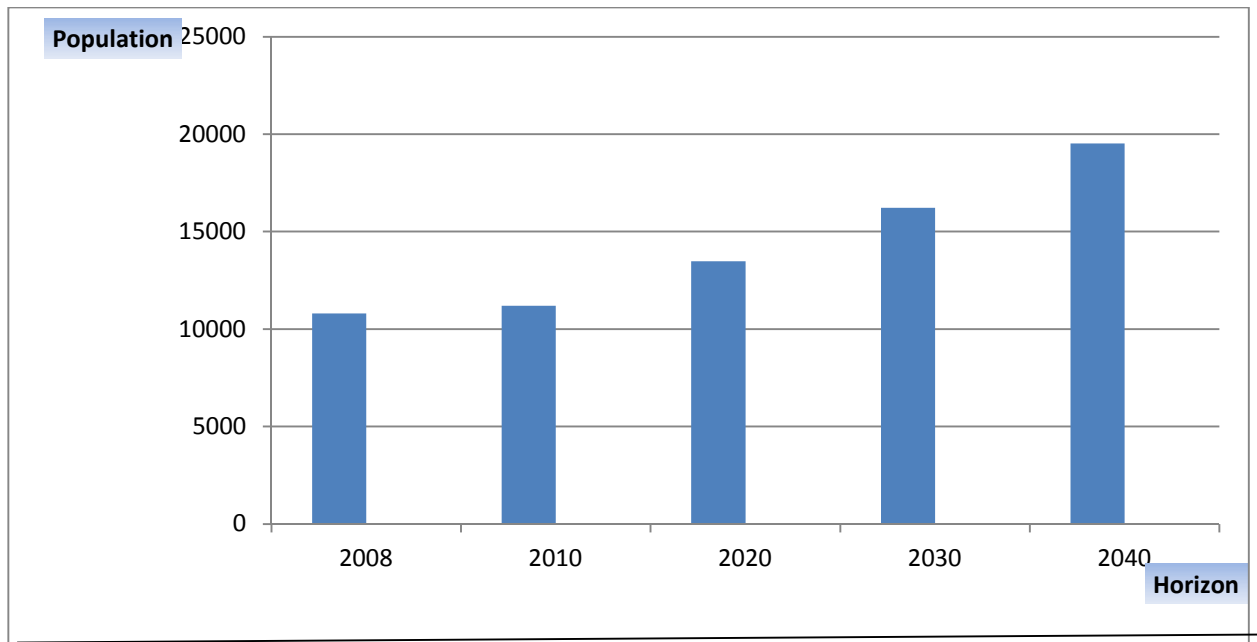


Figure N°1 : Répartition des habitants pour chaque horizon

II-2-Catégories des besoins en eau :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques
- ✓ Besoins scolaires
- ✓ Besoins sanitaires
- ✓ Besoins administratifs
- ✓ Besoins socioculturelles
- ✓ Besoins du bétail

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de L'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

II-3-L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab. et de 100 à 200 l/j/hab, pour les grandes agglomérations. Pour notre projet et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de TISSEMSILT les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab, pour l'année 2040.

II-3-1-Les Besoins domestiques: [2]

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

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

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i * N_i}{1000} (m^3 / j) \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- D_i : dotation journalière en l/j/hab.
- N_i : nombre de consommateurs.

Tableau N°2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques

Commune	Population en 2040	Dotation (l/j/hab)	Débit (m^3/j)
OULED BESSEM	19529	150	2929,35

II-3-2.Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau de la ville d'OULED BESSEM sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'élève	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Ecole primaire	4	Elève	820	10	8,2
C.E.M	3	Elève	1893	10	18,93
Lycée	1	Elève	850	10	8,5
Total					35,63

II-3-3-Les Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires de la ville d'OULED BESSEM sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau N°4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Equipements	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
02 salles de soin	200	05	1,00
polyclinique	400	05	2,00
Total			3,0

II-3-4-Les Besoins administratifs :

Les divers équipements administratifs de la ville d'OULED BESSEM, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

Tableau N°5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Equipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Siege A.P.C	60	15	0,9
Nouveau Siege A.P.C	80	15	1,2
Parc communale	60	50	3,0
Poste	10	15	0,15
Gendarmerie	50	5	0,25
Total			5,5

II-3-5-Les Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau N°6:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Equipement	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Mosquée	03	800	10	8,0
Maison de jeune	01	50	05	0,25
Bibliothèque	01	60	05	0,3
Total				8,55

II-3-6-Les Besoins du bétail :

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes, les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau N°7:Tableau récapitulatif des besoins du bétail

Catégorie	Têtes	Dotation (l/j/tête)	Débits (m ³ /j)
Bovins	840	80	67,2
Ovins	4000	10	40
Caprins	1800	10	18
Total			125,2

II-4- Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins totaux en eaux de la ville d'OULED BESSEM sont donnés par le tableau suivant :

Tableau N°8: Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy, j}} (\text{m}^3/\text{j})$
Domestiques	2929,35
Scolaires	35,63
Sanitaires	3,00
Administratifs	5,5
Socioculturels	8,55
Du bétail	125,2
Total	3107,23

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux de la zone d'étude est de 3107,23(m³/j)

II-5-Variation de la consommation journalière : [1]

Au cours de l'année la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

● Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\text{max j}}$) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{\text{max j}}$ sur le $Q_{\text{moy j}}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport

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

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{\text{max j}}$

Avec :

$Q_{\max,j}$: Débit de consommation maximum journalier ;

$Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyen journalier

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on prend $K_{\max,j} = 1,3$

● **Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min,j}$)**

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{\min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**.
Pour notre cas on prend $K_{\min,j} = 0.8$

II-5-1.Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) :

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy} j} \quad (\text{II-3})$$

Donc : $Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy} j}$

II-5-2.Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy} j} \quad (\text{II-4})$$

Donc : $Q_{\min j} = 0,8 * Q_{\text{moy} j}$

➤ ***Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées par le tableau N°.9***

Tableau N°9: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$

Commune	Q_{moyj} (m ³ /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m ³ /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)
OULED BESSEM	3107,23	0,8	2485,78	1,3	4039,4

II-6-Variation de la consommation horaire :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

● Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée.

C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II-5)$$

✓ α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

✓ β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°10 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° N°10 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas : nous avons un nombre d'habitants de 19529, donc $\beta_{max} = 1,205$

$$K_{maxh} = 1.3 * 1.205 = 1.566$$

● **Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$) :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II-6)$$

- ✓ α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.
- ✓ β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°11 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°11 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Pour notre cas : $\beta_{min} = 0,497$

Donc :

$$K_{minh} = 0.5 * 0.495 = 0.247$$

II-6-1-Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;

Donc : $Q_{moy,h} = 4039,4 / 24 = 168,31 \text{ m}^3\text{/h}$.

$$Q_{moy,h} = 168,31 \text{ m}^3\text{/h}$$

II-6-2-Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}}$$

$$\text{Donc : } Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moyh}} \quad (\text{II-7})$$

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 168,31 \text{ m}^3/\text{h}$

✓ $K_{\max, h}$: coefficient de pointe

$Q_{\max, h}$: débit max horaire en m^3/h

II-6-3-Détermination du débit minimum horaire :

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Il est calculé comme suit :

$$K_{\min h} = \frac{Q_{\min h}}{Q_{\text{moyh}}}$$

$$\text{Donc : } Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moyh}} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 168,31 \text{ m}^3/\text{h}$

$K_{\min, h}$: coefficient d'irrégularité minimal horaire

➤ *Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentés par le tableau N°12*

Tableau N°12: Tableau récapitulatif des consommations horaires $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy} j}$; $Q_{\max j}$

Commune	$Q_{\text{moyh}} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h} (\text{m}^3/\text{h})$
OULED BESSEM	168,31	0,247	41,57	1,566	263,57

II-7-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (voir ANNEXE II)

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

- Pour notre cas on choisie la répartition variant entre **10001** et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2040** sera **19529 hab**), dont la partition est indiquée dans le Tableau N°13:

Tableau N°13: Variation des débits horaires

horaire	Consommation total $Q_{\max j}=4039.4\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	60,59	1,50	60,59
1-2	1,5	60,59	3,00	121,18
2-3	1,5	60,59	4,50	181,77
3-4	1,5	60,59	6,00	242,36
4-5	2,5	100,99	8,50	343,35
5-6	3,5	141,38	12,00	484,73
6-7	4,5	181,77	16,50	666,50
7-8	5,5	222,17	22,00	888,67
8-9	6,25	252,46	28,25	1141,13
9-10	6,25	252,46	34,50	1393,59
10-11	6,25	252,46	40,75	1646,06
11-12	6,25	252,46	47,00	1898,52
12-13	5	201,97	52,00	2100,49
13-14	5	201,97	57,00	2302,46
14-15	5,5	222,17	62,50	2524,63
15-16	6	242,36	68,50	2766,99
16-17	6	242,36	74,50	3009,35
17-18	5,5	222,17	80,00	3231,52
18-19	5	201,97	85,00	3433,49
19-20	4,5	181,77	89,50	3615,26
20-21	4	161,58	93,50	3776,84
21-22	3	121,18	96,50	3898,02
22-23	2	80,79	98,50	3978,81
23-24	1,5	60,59	100,00	4039,40

A partir de ce tableau on trouve :

$$Q_{\max,h}=252,46 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h}=60,59 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'après ce tableau nous avons tracé le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II-2 et II-3 respectivement

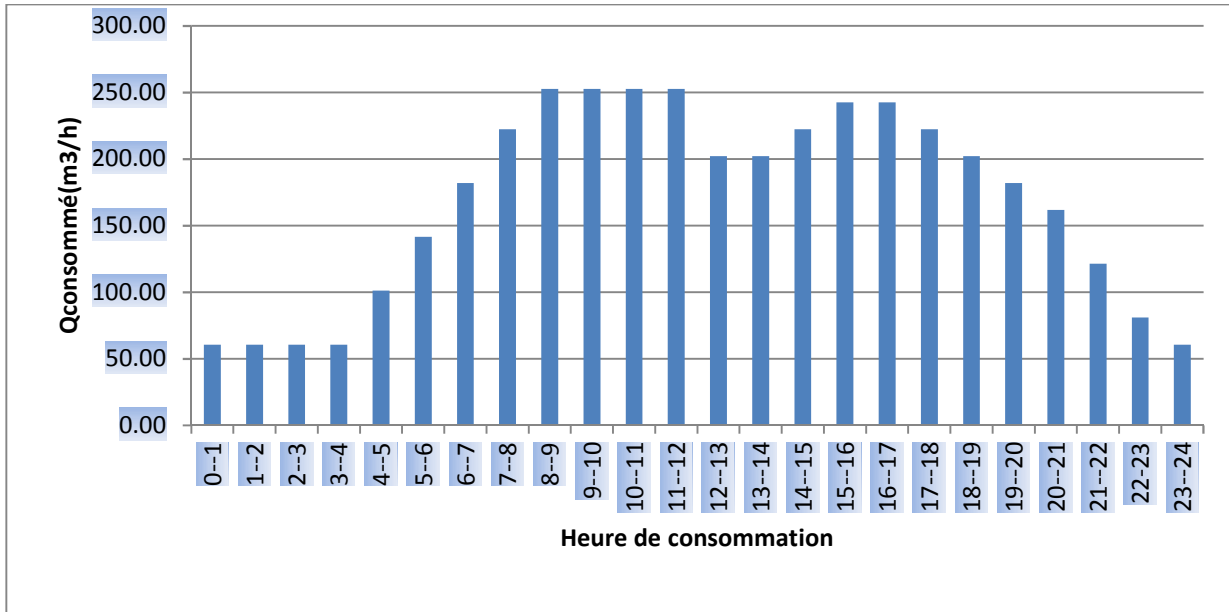


Figure N°2 : histogramme de la consommation journalière

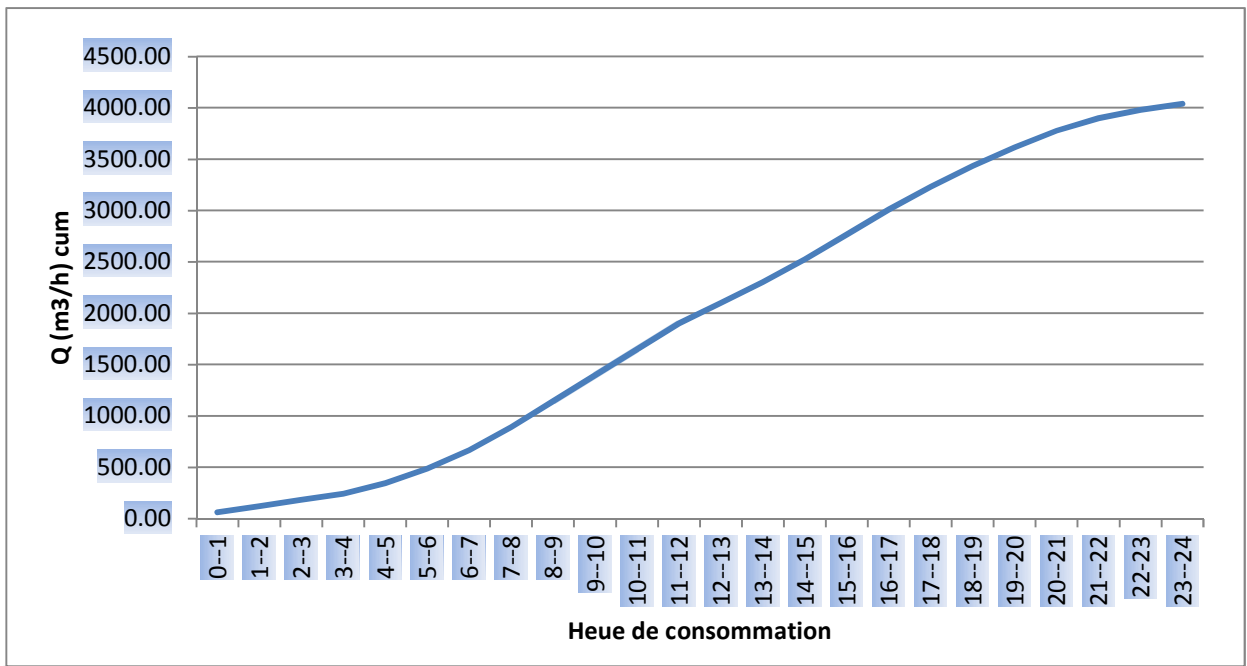


Figure N°3 : Courbe intégrale de consommation journalière.

Conclusion :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le forage existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose un seul forage donnant un débit actuel total de 06 l/s qui est équivalent à $518,4\text{m}^3/\text{j}$, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2040.

Alors que les besoins totaux de la ville sont de $4039,4\text{ m}^3/\text{j}$, donc il y a un déficit égal à :
 $D = 4039,4 - 518,4 = 3521\text{ m}^3/\text{j}$.

Donc, pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de calcul il est nécessaire de transférer la quantité qui manque à partir des réservoirs situés à TISSEMSILT de capacité total de 7600 m^3

CHAPITRE III

Etude des réservoirs

Introduction :

Pour tout système d'AEP une autonomie de distribution d'eau aux populations est nécessaire. Cette autonomie est assurée par différents réservoirs de stockage.

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions et qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

Mais dans notre projet, nous allons utiliser les deux réservoirs jumelés existants qui sont implantés à une cote 996m, ayant chacun une capacité de 250 m³ et 500 m³ respectivement, donc une capacité total de 750 m³.

Il convient de souligner que l'existence de ces réservoirs est une contrainte pour le projecteur du fait que les cotes sont imposées.

III-1-Rôles des Réservoirs :

Le rôle du réservoir est :

- Emmagasinement d'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes)
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe
- Assure une réserve d'incendie

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

III-2-Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir comptes des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ce qui est vérifié pour notre ville
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau ; soit à proximité de l'important centre de la consommation

L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire la pression suffisante aux consommateurs.

III-3-Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits, ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

III-4-Classification des réservoirs [2] :

Les réservoirs peuvent être classés comme suit :

III-4-1-Classification selon le matériau de construction :

- Réservoirs en maçonnerie
- Réservoirs en béton armé

III-4-2-Classification selon la situation des lieux

- Réservoirs enterrés
- Réservoirs semi-enterrés
- Réservoirs surélevés

III-4-3-Classification selon l'usage

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage
- Réservoir terminal
- Réservoir d'équilibre
- Réservoir tampon
- Bâche de reprise
- Brise charge

III-4-4-Classification selon la forme géométrique

- Réservoir cylindrique
- Réservoir rectangulaire (carré)

Pour notre cas les deux réservoirs sont de type semi enterré avec une forme cylindrique construits en béton armé destinés au stockage.

Pour l'alimentation de notre réservoir, une station de pompage est prévue, qui refoule directement vers les réservoirs

III-5-Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :

III-5-1-Méthode analytique :

Puisque notre agglomération est alimentée par deux réservoirs qui se trouvent à la tête de l'agglomération donc notre distribution sera gravitaire. Avec la base du graphique de consommation qu'on a établi dans le chapitre précédent, on peut calculer la capacité nécessaire des réservoirs. Ou bien avec la méthode analytique qu'elle est basée à la fois sur le régime de consommation le long de la journée et du temps de fonctionnement de la pompe.

On fixe avec les critères la durée du fonctionnement de la pompe (on la fixe à 20/24 heure) et au bout de ce temps 20 heures pendant une journée il faut que la pompe refoule 100% le débit maximum journalier.

La capacité totale du réservoir est : $V_t = V_r + V_{inc}$ (III-1)

Avec : V_r : le volume résiduel est égale à : $V_r = \frac{a\% * Q_{max j}}{100}$ (III-2)

$Q_{max j}$: débit maximal journalier

$a\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocker

V_{inc} : volume d'incendie estimé pendant deux heures avec un débit de 60m³/h

Le tableau suivant explique le calcul de la capacité du réservoir:

Tableau N°1 Détermination de la capacité du réservoir

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Résidu (%)
0-1	0	1,5		1,5	8,5
1-2	0	1,5		1,5	7,0
2-3	0	1,5		1,5	5,5
3-4	0	1,5		1,5	4,0
4-5	5	2,5	2,5		6,5
5-6	5	3,5	1,5		8,0
6-7	5	4,5	0,5		8,5
7-8	5	5,5		0,5	8,0
8-9	5	6,25		1,25	6,75
9-10	5	6,25		1,25	5,5
10-11	5	6,25		1,25	4,25
11-12	5	6,25		1,25	3,0
12-13	5	5	0		3,0
13-14	5	5	0		3,0
14-15	5	5,5		0,5	2,5
15-16	5	6		1	1,5
16-17	5	6		1	0,5
17-18	5	5,5		0,5	0,0
18-19	5	5	0		0,0
19-20	5	4,5	0,5		0,5
20-21	5	4	1		1,5
21-22	5	3	2		3,5
22-23	5	2	3		6,5

23-24	5	1,5	3,5		10
Total	100	100			

Donc le volume résiduel est égal : $V_r = \frac{10 * 4039,4}{100} = 403,94 m^3$

$$V_r = 403,94 m^3$$

D'où la capacité totale du réservoir sera égale : $403,94 + 120 = 523,94 m^3$

$$V_t = 523,94 m^3$$

La capacité totale des réservoirs existants est de $750 m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $550 m^3$. la capacité existant est largement suffisant pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

III-5-2-Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients de variation horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

III-6-Détermination de la capacité de la bache de reprise

La bache de reprise de cette station joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{T} \quad (III - 3)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: débit maximal. ($Q_{max,j} = 3521 m^3 / j$)

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20h$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0,25h$)

Donc le volume de la bache de reprise est :

$$V_{bache} = \frac{3521 * 0,25}{20} = 44 (m^3)$$

En choisi un volume normalise de **125 m³**.

III-7-Dimensionnement de la bache de reprise [1] :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour notre bache.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres

➤ **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve par la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(III-4)}$$

V_n : Volume normalisée de la bache (m³) ;

S : section de la bache (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

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

On calcule le diamètre de la cuve par la formule :

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad \text{(III-5)}$$

➤ La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve par la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad \text{(III-6)}$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur de la bache par la formule

$$H = h + R \quad \text{(III-7)}$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N°3: les dimensions de la bache de reprise.

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	H (m)
Dimensions	125	1,5	1,77	2,83	3

III-8- Equipement du réservoir [2]:

III-8-1-Conduite d'arrivée

L'arrivée dans le réservoir de la conduite de refoulement doit se faire par le bas et de côté opposé de la conduite de départ

Le réservoir est muni de robinet à flotteur qui sert à remplir le réservoir.

III-8-2-Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée qui est vérifiée pour notre cas.

La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

La crépine se place à 0.15m au dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite

III-8-3-Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite.

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout

Pour nos réservoirs ces conditions sont vérifiées

III-8-4-Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge et

En limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s

III-8-5-By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartiment, il suffit de disposer d'un by-pass

III-8-6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau N_{incendie} le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas utilisée.

En cas de sinistre, il suffit la vanne 2 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de 550 m^3 plus petit que la capacité des réservoirs existants (750 m^3).

Donc on n'a pas besoin de projeter un autre réservoir tout en supposant que l'état de ces réservoirs existants restera bon jusqu'à l'horizon considéré, mais on est besoin de projeter une bache de reprise avec une capacité de 125 m^3 pour le fonctionnement de la pompe.

CHAPITRE IV

Adduction et pompage

Introduction :

Le présent chapitre comporte deux parties :

● La première partie a pour but de l'élaboration du schéma de l'adduction du réservoir de TISSEMSILT aux réservoirs de distribution de la ville d'OULED BESSEM.

Le but recherché est d'établir un tracé qui répandra aux recommandations de pose usuelles et permettra la plus adéquate exploitation, en prenant en considération la nature du relief accidenté.

● La deuxième partie examine l'étude de pompage afin de déterminer le type de pompe qui assure la charge et le débit demandés, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

IV-1-ADDITION A PARTIR DU RESERVOIRS DE TISSEMSILT VERS LES RESERVOIRS D'OULED BESSEM

IV-1-1 Choix du tracé :

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 16 Km, et que nous devons bien respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

IV-1-2- Etude des variantes :

Pour la détermination de la variante la plus économique, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

- Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il y a lieu d'éviter, en effet les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

De plus en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de Bélier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaître en ces points hauts, en régime transitoire, par la suite de la dépression régnant dans la conduite une cavitation pouvant occasionner des éclatements au cours de la phase de surpression qui succède

IV-1-2-1- DESCRIPTION GENERALE DU TRACE DE L'ADDUCTION

Le point de départ de l'adduction est les deux réservoirs situés à TISSEMSILT avec une cote de terrain de 958 m NGA, le tronçon prendra la direction NORD gravitairement jusqu'à la bache de reprise qui est projetée à une cote de 917,47 m NGA, puis il continu sa direction par refoulement vers les réservoirs de distribution de la ville d'OULED BESSAM qui ont une cote de terrain de 996 m NGA

IV-1-3- Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau se fait en fonction :

- Du diamètre
- Des pressions exigées
- Des conditions d'installation
- Du revêtement
- De la disponibilité sur le marché national
- Du prix unitaire de pose de l'adduction

● Dans le projet, nous avons opté pour des conduites en FONTE DUCTILE et cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- Excellentes conditions d'écoulement hydraulique
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Maintien de la qualité de l'eau potable transportée
- Résistance a des grandes pressions
- Protection efficace de la paroi du tuyau
- Durée de vie importante
- Résistance aux contraintes (chocs, écrasement...)

IV-1-4- Adduction gravitaire :

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.

IV-1-4-1- Calcul du diamètre avantageux de la conduite gravitaire :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV-1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de frottement

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (IV-2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g$$

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau N°1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV-3)$$

IV-1-4-1-1-Longueur du tronçon :

La longueur géométrique, la longueur équivalente et le débit véhiculé sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau N°2: caractéristiques du tronçon de l'adduction

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
Dés réservoirs de TISSEMSILT vers la bêche de reprise	40,75	11994	13793,1

IV-1-4-1-2-Caractéristiques des points du tronçon :

Les cotes de terrain naturel des deux extrémités du tronçon gravitaire sont :

- Le point de départ est les Réservoirs de TISSEMSILT (1) de cote de terrain naturel de 958 m (CTR₁)
- Le point d'arrivé est la bêche de reprise (2) existante de cote de trop plein de 917,47 m (CTP₂)

IV-1-4-1-3-La charge disponible :

$$\Delta H_d = CTR_1 - CTP_2 = (958) - 917,47 = 40,53 \text{ m} \quad \Delta H_d = \mathbf{40,53 \text{ m}}$$

IV-1-4-1-4-le gradient hydraulique :

$$I_L = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{40,53}{13793,1} = 0,00293 \quad I_L = \mathbf{0,00293 \text{ m / m}}$$

IV-1-4-1-5-Calcul du diamètre avantageux :

Le diamètre avantageux est calculé selon la relation suivante :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_d}}$$

Q : débit sortant à partir des réservoirs = 40,75 l/s

ΔH_i : Charge disponible = 40,53 m;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon = 13793,1 m ;

Dans notre étude on prend: $K' = \mathbf{0,00179}$; $\beta = \mathbf{2}$; $m = \mathbf{5,3}$

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 * 13793,1 * (0,04075)^2}{40,53}} = 0,272m$$

Dans ce cas le diamètre calculé D_c ne coïncide pas avec le diamètre normalisé D_n et par conséquent il sera compris entre deux diamètres normalisés D_{n1} et D_{n2}

$$\begin{aligned} D_{n1} < D_c < D_{n2} \\ 250 < D_c < 300 \end{aligned}$$

Dans ce cas pour satisfaire les conditions imposées on peut écrire :

$$(C_1 - C_2) = A Q^B \left(\frac{L-x}{D_{n2}^m} + \frac{x}{D_{n1}^m} \right) \quad (IV-4)$$

Avec : $L_{eq} = 13793,1$; $D_{n1} = 250$ mm et $D_{n2} = 300$ mm

$$\begin{cases} 0,00179 * (0,04075)^2 \left(\frac{L-x}{0,3^{5,3}} + \frac{x}{0,25^{5,3}} \right) = 40,53m \\ L = 13793,1m \end{cases} \Rightarrow x = 5709,45m$$

- Donc on va mettre un tronçon de diamètre 300 mm sur une longueur géométrique de 7029,26 m, puis un deuxième tronçon de diamètre 250 mm sur une longueur géométrique de 4964,74 m

IV-1-4-1-6-calcul de la vitesse d'écoulement :

D'après l'équation de continuité on a :

$$Q = V * S \quad \Longrightarrow \quad V = Q/S$$

$$\text{Donc} \quad V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (IV-5)$$

Avec :

- Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s)
- S : section de la canalisation (m^2)
- V : vitesse d'écoulement (m/s)
- D : diamètre nominale de la conduite (m)

A.N :

$$V_1 = \frac{4 * 0.04075}{\pi * 0.3^2} = 0.57 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0.04075}{\pi * 0.25^2} = 0.83 \text{ m/s}$$

IV-1-5-Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement [1] :

Pour élever un débit connu à une hauteur manométrique donnée, il existe une infinité de solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de la canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majorent la puissance d'élévation théorique nécessaire. Par contre, si l'on tient compte, d'une part, de l'investissement de la conduite qui croît avec le diamètre et, d'autre part, du coût proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un diamètre optimal au sens économique.

Ce diamètre peut se calculer par les formules suivantes :

- **Formule de BRESSE :** $D_{éc} = 1.5 Q^{0.5}$. (IV-6)

- **Formule de BONNIN :** $D_{éc} = Q^{0.5}$. (IV-7)

Avec :

Q: débit à élever en m³/s.

D : diamètre économique en m.

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés, pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations.

IV-1-5-1- Frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité(A) d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (IV-8)$$

P_{rc}: prix de la conduite en (DA), (prix de la canalisation et le prix de tassement au m.L.)

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

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (IV-9)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683 \%$$

IV-1-5-2-Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer la perte de charge (ΔH) engendrée dans la conduite, connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer la hauteur manométrique totale afin de déterminer la puissance absorbée par la pompe, donc les frais d'exploitations.

IV-1-5-3-Calcul des pertes de charge

IV-1-5-3-1-Pertes de charge linéaire

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

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

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (IV-10)$$

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

λ : coefficient de frottement.

Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante:

Formule de NIKURADZE :
$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (IV-11)$$

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

$$v = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (IV-12)$$

t: température de l'eau en degré;

A $t=20^\circ C$: $v=0.01$ Stocks = $10^{-6} m^2/s$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (IV-13)$$

D'où :

ε_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,5 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT» (**Annexe IV-2**).

$\alpha = 0,03$ mm/an

T: temps de service, T=15 ans.

Alors, $\varepsilon = 0,5 + 0,03 * 15 = 0,95$ mm.

IV-1-5-3-2- Pertes de charge singulières

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

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (IV-14)$$

IV-1-5-3-3-Pertes de charge totale (ΔH_t)

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

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

IV-1-5-4-Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (IV-16)$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV-1-5-5. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{Kwatt}) \quad (IV-17)$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

IV-1-5-6. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (IV-18)$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

IV-1-5-7. Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (IV-19)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONEGAS. ($e=4,67\text{DA}$)

Remarque

La formule de BRESSE est utilisée dans le cas ou la longueur de la conduite de refoulement est inférieure à 1 Km. (petites projets).

Par contre dans le cas ou le débit et la longueur de refoulement est importantes on utilise la formule de BONNIN.

A.N :

$$Q = 40,75 \text{ l/s}$$

$$L=3269 \text{ m}$$

$$H_g=82,53 \text{ m}$$

$$D_{\text{éc BONNIN}}=202 \text{ mm}$$

➤ *Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:*

Tableau N°4: Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	8534.23	3269	3259369,82
200	10323.10	3269	3942570,17
250	11542.36	3269	4408226,62
300	12336.05	3269	4711350,54
350	13521.23	3269	5163991,25
400	14910.06	3269	5694409,41

Tableau N°5: Calcul de la HMT

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	2.30	0.0331	3269	223,66	306,20
200	1.29	0.0303	3269	48,306	130,84
250	0.83	0.0284	3269	14,99	97,53
300	0.58	0.027	3269	5,80	88,33
350	0.42	0.0258	3269	2,49	85,02
400	0.32	0.0249	3269	1,22	83,75

Tableau N°6: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{exploit} (DA)
150	306,20	149,27	1089706,48	4.67	5088929,28
200	130,84	63,78	465623,08	4.67	2174459,81
250	97,53	47,54	347073,72	4.67	1620834,29
300	88,33	43,06	314354,20	4.67	1468034,09
350	85,02	41,45	302575,91	4.67	1413029,51
400	83,75	40,83	298055,75	4.67	1391920,35

Tableau N°7: Bilan Des frais

Diamètre mm	150	200	250	300	350	400
F_{explo} (DA)	5088929,28	2174459,81	1620834,29	1468034,09	1413029,51	1391920,35
F_{amort} (DA)	3259369,82	3942570,17	4408226,62	4711350,54	5163991,25	5694409,41
Bilan (DA)	8348299,10	6117029,98	6029060,91	6179384,63	6577020,76	7086329,76

- Le diamètre économique de la conduite de refoulement est de 250 mm avec une vitesse d'écoulement de 0,83 m/s.

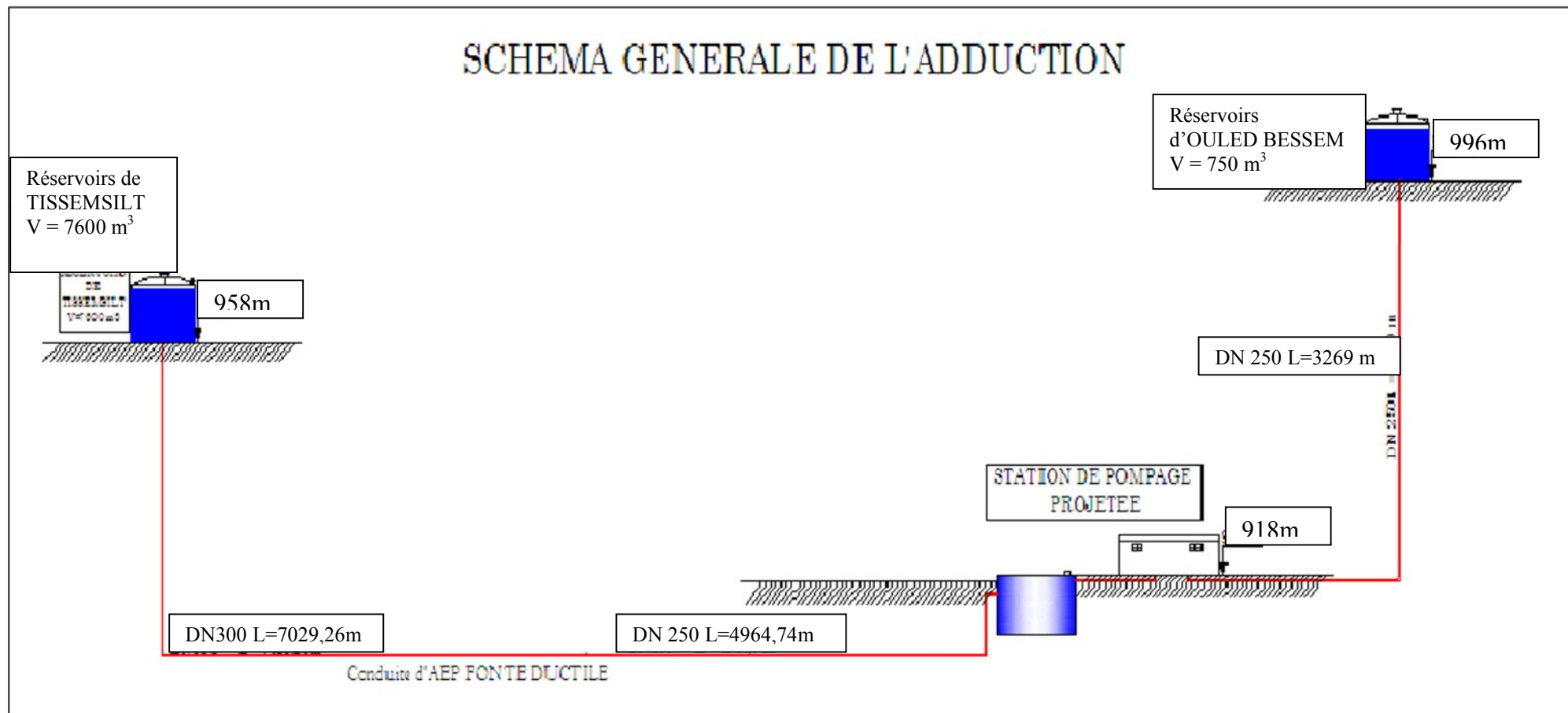


Figure N°1 : Schéma générale de l'adduction

IV-2-POMPAGE :

IV-2-1-Critères de l'emplacement de la station de pompage [4] :

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

IV-2-2-Choix du type de pompe

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

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

IV-2-3-Choix du nombre de pompes :

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

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ($NPSH_r$), minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

Pour notre cas les caractéristiques recherchées sont : $Q=40.75$ L/s

$HMT=97.53$ m

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau N°8 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre d'étage
1	146.7	97.53	PM 125 / 4 A	76,1	97,2	1450	51,1	1,94	4
2	73.35	97.53	PM 125 / 6 F	66.3	109	1450	70,2	1.57	6
3	48.9	97.53	PM 125 / 6 F	49,4	101	1450	84,8	1.86	6
4	36.67	97.53	PM 125 / 6 F	39,4	102	1450	111	2.15	6

A partir du tableau, on déduit que la variante d'une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement et nombre de pompe minimale.

Donc on prend une pompe principale plus une pompe de secours de type :

PM 125 / 4 A

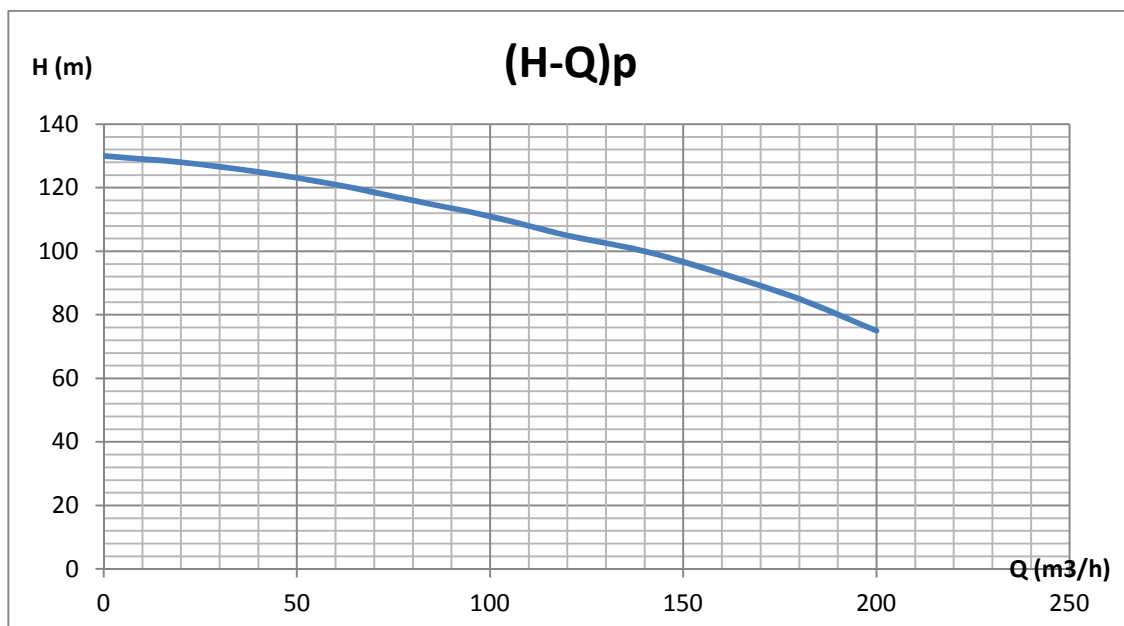
IV-2-4-Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés sont :

- La courbe débit-hauteur [H-Q] qui exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.
- La des puissances absorbées pour les différents débits [P_{abs} - Q]
- La courbe du rendement pour les différents débits [η_p - Q]
- La courbe des (NPSH)_r pour les différents débits [(NPSH)_r - Q]

Ces courbes sont données par le constructeur (CAPRARI)

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dan les graphes ci-après



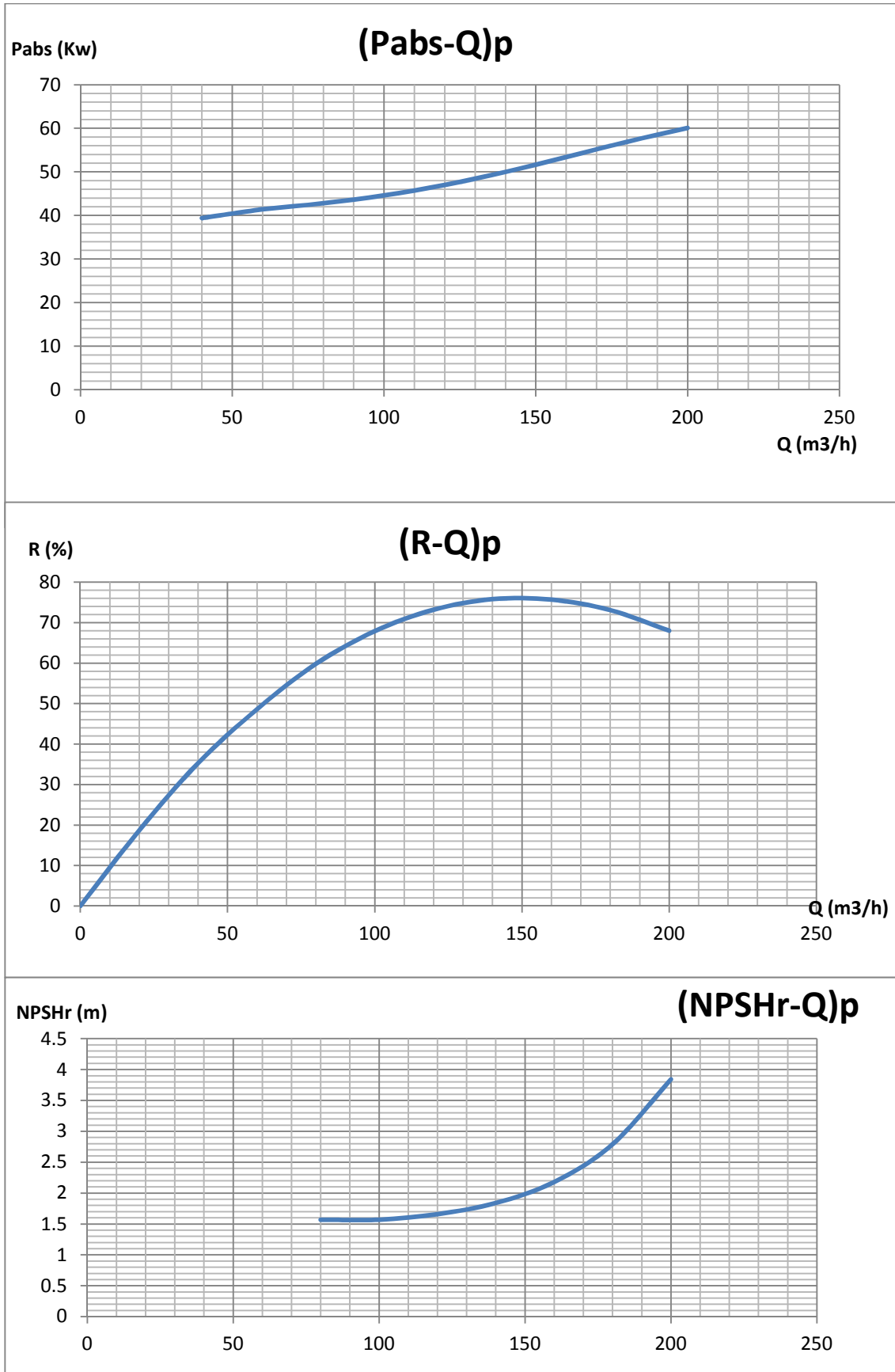


Figure N°2 : Courbes caractéristiques données par le constructeur

IV-2-5-Point de fonctionnement de la pompe [4]:

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

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

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

➤ Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (IV.20)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (IV.21)$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (IV.22)$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,0284$;

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

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

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

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

Les résultats de calcul de courbe caractéristique de la conduite de refoulement sont montrés dans le tableau-ci-apres

Tableau N°9 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	82,53	3269	250	0,0284	0	0	82,53
2	20	82,53	3269	250	0,0284	0,368	0,4048	82,9348
3	40	82,53	3269	250	0,0284	1,471	1,6181	84,1481
4	60	82,53	3269	250	0,0284	3,311	3,6421	86,1721
5	80	82,53	3269	250	0,0284	5,886	6,4746	89,0046
6	100	82,53	3269	250	0,0284	9.196	10,1156	92,6456
7	120	82,53	3269	250	0,0284	13.243	14,5673	97,0973
8	140	82,53	3269	250	0,0284	18.025	19,8275	102,3575
9	160	82,53	3269	250	0,0284	23.542	25,8962	108,4262
10	180	82,53	3269	250	0,0284	29,796	32,7756	115,3056
10	200	82,53	3269	250	0,0284	36,785	40,4635	122,9935

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure suivante :

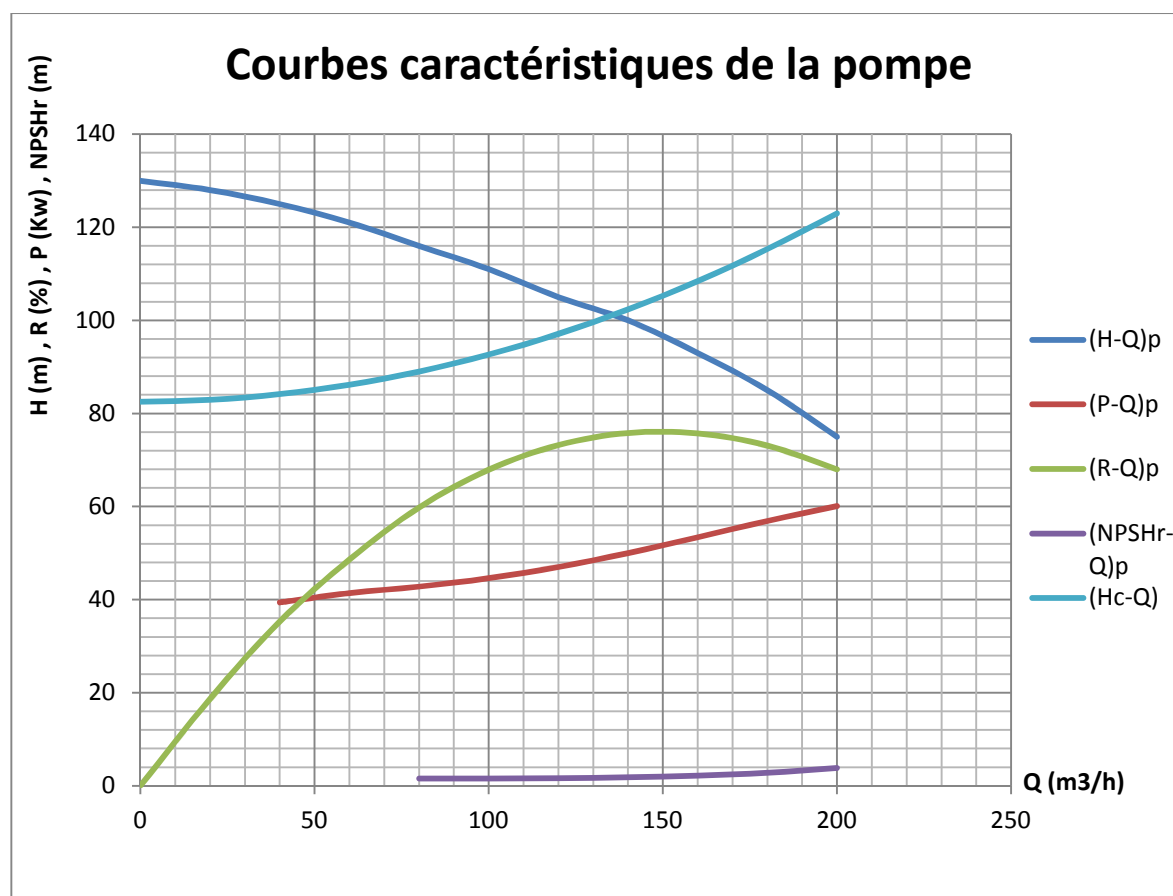


Figure N°3: Point de fonctionnement de la pompe

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (A) sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 137m^3 / h < Q_{app} = 146,708m^3 / h \\ H_{pf} = 100m > H_{app} = 97,53m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit de point de fonctionnement est inférieur au débit appelé, donc cette station de pompage nécessite une régulation de débit

IV-2-6-Adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement données [4] :

On a $Q_{app} > Q_{PF}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

- La nouvelle vitesse de la pompe sera
D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_E}{Q_D} = \frac{n}{n_X} \quad \text{ainsi que} \quad \frac{H_E}{H_D} = \left(\frac{n}{n_X}\right)^2 \quad (IV.23)$$

n: la vitesse initiale de la pompe.

n_X : la nouvelle vitesse de la pompe

Q_E : donnée par l'intersection de la courbe de proportionnalité avec la courbe (H-Q)_p de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est donnée par $H = a \cdot Q^2$

Avec :

$$a = \frac{H_D}{Q_D^2} = \frac{97,6}{146,7^2} = 0,004535 \quad (IV.24)$$

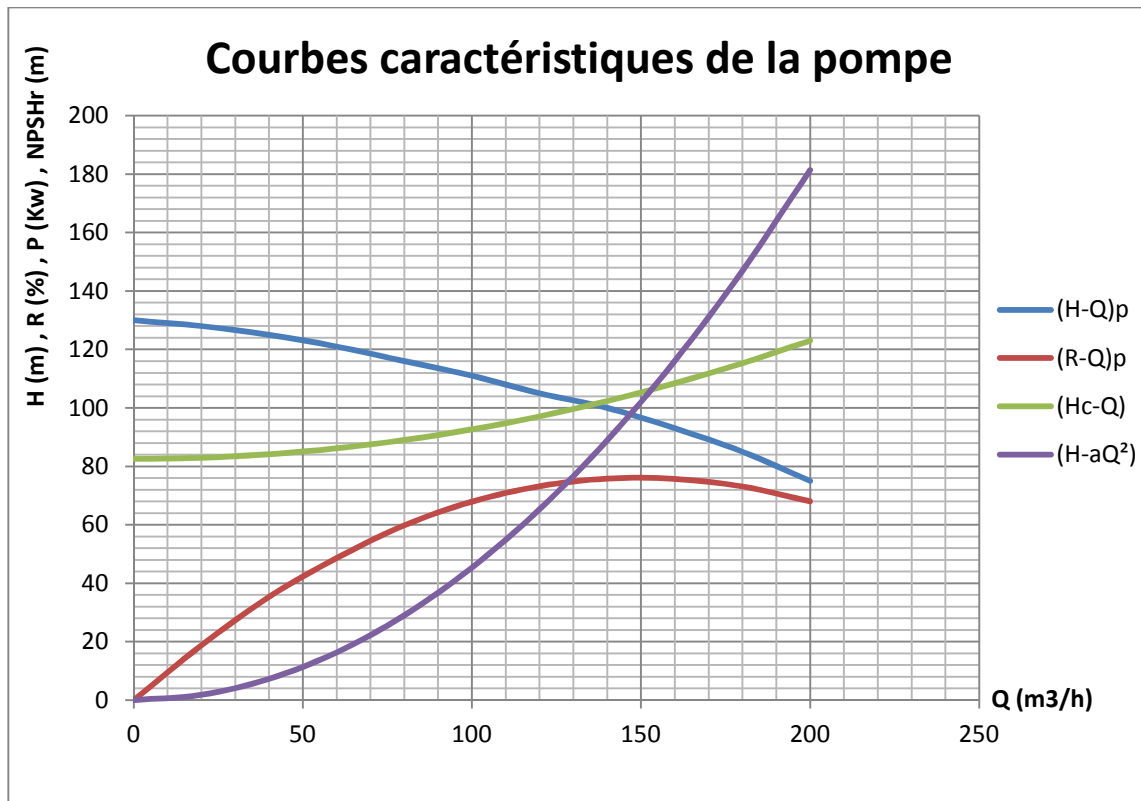


Figure N°4: Mode de réglage de débit.

D'après le graphe on a $Q_E = 145 \text{ m}^3/\text{h}$.

Donc :

$$n_x = n \frac{Q_d}{Q_E} = 1450 \frac{146,7}{145} = 1467 \cdot \text{tr} / \text{mn}$$

Donc la nouvelle vitesse de rotation est : $n_x = 1467 \text{ tr/mn}$

➤ Le rendement après la similitude est : **75,8 %**

➤ La puissance absorbée: $P_{abs} = \frac{9,81 * 146,7 * 97,6}{0,758 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 51,47 \text{ Kw}$.

IV-2-7-Etude de la cavitation [4] :

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

IV-2-7-1-Les effets de la cavitation

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,

- vibrations anormales,
- bruit anormal,
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsque le phénomène de cavitation apparaît (chute de performance)
- détérioration de la pompe.

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

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

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (IV.25)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

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

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + H_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (IV.26)$$

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

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

Tableau N°10 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (IV.27)$$

Avec : H : altitude de la station.

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (IV.28)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule III.1 (chapitre III).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (IV.29)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration principale;
 l_r : longueur de la conduite d'aspiration secondaire ;
 Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (IV.30)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.
 D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (IV.31)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),
 On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * da \quad (IV.32)$$

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

IV-2-8-Calage de la pompe [4] :

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (IV.33)$

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (IV.34)$$

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

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

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

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

A.N :

Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r = 1,94m$

P_{at} : pression atmosphérique $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 917,47 = 9,0547$ m.c.e

La tension de vapeur d'eau pour une température de $20^\circ C$ $H_v = 0,24$ m.c.e

Diamètre de la conduite d'aspiration, $D_a = 1,3 * da$

$da = 150$ mm donc $D_a = 1,3 * 150 = 195$ mm

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0,04075}{3,14 * 0,195^2} \Rightarrow V_a = 1,365$ m/s

Diamètre du collecteur d'aspiration : $D_c = \sqrt{\frac{4 * 0,04075}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,186$ m

On pose $D_c = 0,2$ m $\Rightarrow V_c = \frac{4 * 0,04075}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V_c = 1,3$ m/s

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 200mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{10 * (0,04075)^2}{0,2^{5,3}} + \frac{2 * (0,04075)^2}{0,195^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,179m$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,179 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,206m$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1,94 + 0,3 - 9,055 + 0,24 + \frac{1,365^2}{2 * 9,81} + 0,206 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,27 m$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 917,47 - 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 916,87mNGA$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 916,87 - 6,27 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 910,2m$

IV-2-9-Choix du moteur électrique [4] :

IV-2-9-1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur

IV-2-9-2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{IV.35})$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn)

IV-2-9-3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (\text{IV.36})$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 92 \%$.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau N°11: Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

a) Puissance du moteur

- Le rendement est : 75,8 %.
- La hauteur manométrique totale est : 97,6 m.
- Le débit est : 147 m³/h.
- La puissance absorbée de la pompe est : 51,1 Kw $\Rightarrow K = 1,19$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 0,04075 * 97,6 * 1,19}{0,758 * 0,93 * 0,92} \Rightarrow P_m = 71,59,110 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (ANNEXE IV-7).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau suivant :

Tableau N°12 : Type et caractéristiques du moteur

Type du moteur	f (Hz)	P_m (KW)	N_m (tr/min)	η_m (%)	$\text{Cos } \varphi$	Masse (Kg)
PLS 225 MT	50	75	2935	90,5	0,78	270

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons choisi une adduction mixte à partir des réservoirs de TISSEMSILT vers les réservoirs d'OULED BESSEM, avec une partie gravitaire de deux tronçons de diamètre avantageux respectivement (300 mm et 250mm) et une partie refoulement de diamètre économique de 250 mm en FONTE DUCTILE. la station de reprise est équipée d'une pompe centrifuge monocanal à axe horizontale de type PM 125/ 4 A avec un réglage de débit pour assurer le débit et la hauteur manométrique demandés

CHAPITRE V

Réseau de distribution

Introduction :

Après l'évaluation des besoins en eau de l'agglomération et le dimensionnement de l'adduction on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

V-1-Classification des réseaux de distribution [1]:

V-1-1- Les réseaux maillés :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

V-1-2- Réseau ramifié

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

V-1-3- Réseaux étagés :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimente par le premier, régularise la pression dans le réseau.

Remarque :

Pour une meilleure distribution, on adopte le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet

V-2- Conception du réseau :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier

V-3- Principe de tracé d'un réseau maillé : [1]

Pour tracer le réseau il faut :

- Repérer les consommateurs importants.
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante
- Déterminer le sens principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Tracer les conduites principales parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les cotes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour alimenter l'intérieur des quartiers.

V-4-Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé se fait en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol et l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes vannes...) permettant de faire le bon choix.

- *Pour notre projet on va utiliser le PE (polyéthylène) que ce soit le PE100 (polyéthylène a haute densité appelé PEHD) ou le PE80 (polyéthylène a basse densité appelé PEBD), pour les nombreux avantages qu'elles offrent.*

V-4-1-Avantages des tuyaux en P.E :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe microbiologique et à l'entartrage grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée
- Disponibilité sur le marché
- Facilité de pose (bonne flexibilité)
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) donc amélioration de l'étanchéité du réseau
- La conduite étant auto butée
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible)
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le teste de vieillissement théoriquement d'environ 50 ans à une température de 20°C.
- *Pour la conduite qui relie le réservoir de distribution avec le réseau, on va utiliser une conduite en PVC*

V-4-2-Avantages des tuyaux en PVC :

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Facilité de la canalisation

V-5- Calcul hydraulique du réseau maillé :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
- Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

V-6-Détermination des débits:

Le système projeté dans la ville d'OULED BESSEM est le système de distribution avec un réservoir de tête. Il est caractérisé par les différents cas à savoir une simulation de calcul hydraulique pendant toute la journée. Dans ce chapitre, nous donnons uniquement les cas heures de pointe et pointe+incendie

V-6-1-débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution. En utilisant le débit spécifique en l/s/ml

Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit :

$$Q_{spi} = \frac{Q_{pt}}{\sum L} \quad (\text{l/s /ml}) \quad (\text{V-1})$$

Avec: Q_{pt} = débit de pointe calculé au chapitre II ; $Q_{pt} = 252,46 \text{ m}^3/\text{h} = 70,12 \text{ l/s}$

$\sum L$ = somme des longueurs du réseau = 6726,54 m

$$Q_{spi} = \frac{70,12}{6726,54} = 0,01042(\text{l/s /ml})$$

$$Q_{spi} = \mathbf{0,01042 \text{ (l/s ml)}}$$

V-6-2- Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de débit spécifique par la longueur, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{spi} * l_i \quad (\text{l/s}) \quad (\text{V-2})$$

Avec :

- Q_r : débit en route.
- Q_{spi} : débit spécifique
- l_i : longueur du tronçon

V-6-3-débits aux nœuds (nodaux) :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_r + \sum Q_{ci} \quad (L/S) \quad (V-3)$$

Où : Q_{ni} = débit au nœud.

$\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons reliés deux nœuds.

$\sum Q_{ci}$: somme des débits concentrés au nœud ; ($\sum Q_{ci} = 0$ en cas de pointe)

Les résultats du calcul sont établis dans les tableaux suivants :

■ Cas de pointe :

Tableau N°1 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	$\sum Q_r$ l/s	Qn l/s
1	1-2	75,75	0,01042	0,789	1,713	0,856
	1-29	88,6	0,01042	0,923		
2	2-1	75,75	0,01042	0,789	3,374	1,687
	2-3	77,82	0,01042	0,811		
	2-11	170,22	0,01042	1,774		
3	3-2	77,82	0,01042	0,811	3,320	1,660
	3-4	65,42	0,01042	0,682		
	3-10	175,4	0,01042	1,828		
4	4-3	65,42	0,01042	0,682	2,550	1,275
	4-5	136,34	0,01042	1,421		
	4-8	179,31	0,01042	1,868		
5	5-4	136,34	0,01042	1,421	3,299	1,649
	5-6	180,23	0,01042	1,878		
6	6-5	180,23	0,01042	1,878	3,903	1,951
	6-7	55,7	0,01042	0,580		
	6-8	138,62	0,01042	1,444		
7	7-6	55,7	0,01042	0,580	2,031	1,015
	7-9	139,18	0,01042	1,450		
8	8-4	179,31	0,01042	1,868	5,316	2,658
	8-6	138,62	0,01042	1,444		
	8-9	57,19	0,01042	0,596		
	8-10	64,06	0,01042	0,668		
9	9-7	139,18	0,01042	1,450	4,208	2,104
	9-8	57,19	0,01042	0,596		
	9-12	207,46	0,01042	2,162		

(Suite du tableau N°1)

10	10-3	175,4	0,01042	1,828	6,035	3,018
	10-8	64,06	0,01042	0,668		
	10-11	79,12	0,01042	0,824		
	10-13	260,61	0,01042	2,716		
11	11-2	170,22	0,01042	1,774	5,807	2,904
	11-10	79,12	0,01042	0,824		
	11-14	261,85	0,01042	2,728		
	11-26	46,15	0,01042	0,481		
12	12-9	207,46	0,01042	2,162	3,237	1,618
	12-13	103,17	0,01042	1,075		
13	13-10	260,61	0,01042	2,716	8,194	4,097
	13-12	103,17	0,01042	1,075		
	13-14	80,86	0,01042	0,843		
	13-17	341,75	0,01042	3,561		
14	14-11	261,85	0,01042	2,728	3,9706	1,985
	14-13	80,86	0,01042	0,843		
	14-15	38,35	0,01042	0,400		
15	15-14	38,35	0,01042	0,400	4,745	2,372
	15-16	300,75	0,01042	3,134		
	15-24	45,22	0,01042	0,471		
16	16-15	300,75	0,01042	3,134	6,129	3,065
	16-17	82,23	0,01042	0,857		
	16-20	160,7	0,01042	1,674		
	16-23	44,55	0,01042	0,464		
17	17-13	341,75	0,01042	3,561	7,142	3,571
	17-16	82,23	0,01042	0,857		
	17-18	261,39	0,01042	2,724		
18	18-17	261,39	0,01042	2,724	4,629	2,315
	18-19	182,87	0,01042	1,906		
19	19-18	182,87	0,01042	1,906	3,454	1,727
	19-20	148,63	0,01042	1,549		
20	20-16	160,7	0,01042	1,674	5,373	2,686
	20-19	148,63	0,01042	1,549		
	20-21	206,27	0,01042	2,149		
21	21-20	206,27	0,01042	2,149	3,702	1,851
	21-22	148,97	0,01042	1,552		

(Suite du tableau N°1)

22	22-21	148,97	0,01042	1,552	6,504	3,252
	22-23	202,11	0,01042	2,106		
	22-25	273,15	0,01042	2,846		
23	23-16	44,55	0,01042	0,464	5,640	2,820
	23-22	202,11	0,01042	2,106		
	23-24	294,65	0,01042	3,070		
24	24-15	45,22	0,01042	0,471	8,168	4,084
	24-23	294,65	0,01042	3,070		
	24-25	143,68	0,01042	1,497		
	24-26	300,31	0,01042	3,129		
25	25-22	273,15	0,01042	2,846	7,482	3,741
	25-24	143,68	0,01042	1,497		
	25-27	301,19	0,01042	3,138		
26	26-11	46,15	0,01042	0,481	5,058	2,529
	26-24	300,31	0,01042	3,129		
	26-27	138,96	0,01042	1,448		
27	27-25	301,19	0,01042	3,138	8,268	4,134
	27-26	138,96	0,01042	1,448		
	27-28	353,3	0,01042	3,681		
28	28-27	353,3	0,01042	3,681	4,876	2,438
	28-29	114,65	0,01042	1,195		
29	29-28	114,65	0,01042	1,195	2,118	1,059
	29-1	88,6	0,01042	0,923		

➤ **Le débit donné par le réservoir R₁ (Q_{R1}) :**

On a la somme de débits aux nœuds pour le cas de pointe : $\sum Q_{ni} = 70.12$ l/s

Le volume total des 2 réservoirs est égal à 750 m³, et le volume du réservoir (R₁) égal à 500 m³

Donc le débit Q_{R1} qui sera égal : $Q_{R1} = (500 \cdot 70.12 / 750) = 46.74$ l/s

$$Q_{R1} = 46.74 \text{ l/s}$$

➤ **Le débit donné par le réservoir R₂ (Q_{R2}) :**

De la même manière on calcul le débit donné par le réservoir R₂ :

$$Q_{R2} = (250 \cdot 70.12) / 750 = 23.37 \text{ l/s}$$

Donc $Q_{R2} = 23.37$ l/s

● **Cas de pointe plus incendie :**

Le calcul se fait de la même manière que le cas précédant mais seulement on doit assurer un débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s), soutiré à partir du point le plus défavorable qui est le nœud n° 19.

Tableau N°2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

<i>nœud</i>	<i>tronçons</i>	<i>Distance</i>	<i>qs l/s</i>	<i>Qr l/s</i>	ΣQ_r l/s	<i>Qn l/s</i>
1	1--2	75,75	0,01042	0,789	1,713	0,856
	1-29	88,6	0,01042	0,923		
2	2-1	75,75	0,01042	0,789	3,374	1,687
	2-3	77,82	0,01042	0,811		
	2-11	170,22	0,01042	1,774		
3	3-2	77,82	0,01042	0,811	3,320	1,660
	3-4	65,42	0,01042	0,682		
	3-10	175,4	0,01042	1,828		
4	4-3	65,42	0,01042	0,682	2,550	1,275
	4-5	136,34	0,01042	1,421		
	4-8	179,31	0,01042	1,868		
5	5-4	136,34	0,01042	1,421	3,299	1,649
	5-6	180,23	0,01042	1,878		
6	6-5	180,23	0,01042	1,878	3,903	1,951
	6-7	55,7	0,01042	0,580		
	6-8	138,62	0,01042	1,444		
7	7-6	55,7	0,01042	0,580	2,031	1,015
	7-9	139,18	0,01042	1,450		
8	8-4	179,31	0,01042	1,868	5,316	2,658
	8-6	138,62	0,01042	1,444		
	8-9	57,19	0,01042	0,596		
	8-10	64,06	0,01042	0,668		
9	9-7	139,18	0,01042	1,450	4,208	2,104
	9-8	57,19	0,01042	0,596		
	9-12	207,46	0,01042	2,162		
10	10-3	175,4	0,01042	1,828	6,035	3,018
	10-8	64,06	0,01042	0,668		
	10-11	79,12	0,01042	0,824		
	10-13	260,61	0,01042	2,716		

(Suite de tableau N°2)

11	11-2	170,22	0,01042	1,774	5,807	2,904
	11-10	79,12	0,01042	0,824		
	11-14	261,85	0,01042	2,728		
	11-26	46,15	0,01042	0,481		
12	12-9	207,46	0,01042	2,162	3,237	1,618
	12-13	103,17	0,01042	1,075		
13	13-10	260,61	0,01042	2,716	8,194	4,097
	13-12	103,17	0,01042	1,075		
	13-14	80,86	0,01042	0,843		
	13-17	341,75	0,01042	3,561		
14	14-11	261,85	0,01042	2,728	3,9706	1,985
	14-13	80,86	0,01042	0,843		
	14-15	38,35	0,01042	0,400		
15	15-14	38,35	0,01042	0,400	4,745	2,372
	15-16	300,75	0,01042	3,134		
	15-24	45,22	0,01042	0,471		
16	16-15	300,75	0,01042	3,134	6,129	3,065
	16-17	82,23	0,01042	0,857		
	16-20	160,7	0,01042	1,674		
	16-23	44,55	0,01042	0,464		
17	17-13	341,75	0,01042	3,561	7,142	3,571
	17-16	82,23	0,01042	0,857		
	17-18	261,39	0,01042	2,724		
18	18-17	261,39	0,01042	2,724	4,629	2,315
	18-19	182,87	0,01042	1,906		
19	19-18	182,87	0,01042	1,906	3,454	18,727
	19-20	148,63	0,01042	1,549		
20	20-16	160,7	0,01042	1,674	5,373	2,686
	20-19	148,63	0,01042	1,549		
	20-21	206,27	0,01042	2,149		
21	21-20	206,27	0,01042	2,149	3,702	1,851
	21-22	148,97	0,01042	1,552		
22	22-21	148,97	0,01042	1,552	6,504	3,252
	22-23	202,11	0,01042	2,106		
	22-25	273,15	0,01042	2,846		

(Suite de tableau N°2)

23	23-16	44,55	0,01042	0,464	5,640	2,820
	23-22	202,11	0,01042	2,106		
	23-24	294,65	0,01042	3,070		
24	24-15	45,22	0,01042	0,471	8,168	4,084
	24-23	294,65	0,01042	3,070		
	24-25	143,68	0,01042	1,497		
	24-26	300,31	0,01042	3,129		
25	25-22	273,15	0,01042	2,846	7,482	3,741
	25-24	143,68	0,01042	1,497		
	25-27	301,19	0,01042	3,138		
26	26-11	46,15	0,01042	0,481	5,058	2,529
	26-24	300,31	0,01042	3,129		
	26-27	138,96	0,01042	1,448		
27	27-25	301,19	0,01042	3,138	8,268	4,134
	27-26	138,96	0,01042	1,448		
	27-28	353,3	0,01042	3,681		
28	28-27	353,3	0,01042	3,681	4,876	2,438
	28-29	114,65	0,01042	1,195		
29	29-28	114,65	0,01042	1,195	2,118	1,059
	29-1	88,6	0,01042	0,923		

- *Le débit donné par le réservoir R₁ (Q_{R1}) :* **Q_{R1} = 63,74 l/s**
(Le réservoir R₁ assure le débit d'incendie)
- *Le débit donné par le réservoir R₂ (Q_{R2}) :* **Q_{R2} = 23,38 l/s**

V-6-4- Répartition arbitraire des débits

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon, la répartition est faite dans le cas de pointe plus incendie.

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-après :

Tableau N°3 : calcul des diamètres

Tronçons	Longueur (m)	Débit transité (l/s)	Diamètres (mm)
R- 1	1854,14	87,12	225
1-2	75,75	79,43	200
2- 3	77,82	19,99	125
3- 4	65,42	7,33	90
4-5	136,34	3,79	75
5- 6	180,23	2,14	50
6-7	55,7	0,72	40
4- 8	179,31	2,26	50
8-6	138,62	0,53	40
9-7	139,18	0,29	40
8-9	57,19	3,41	63
3-10	175,4	11,00	90
10-8	64,06	4,34	75
2-11	170,22	57,76	160
11-10	79,12	0,18	40
9-12	207,46	0,76	40
10-13	260,61	1,02	63
11-14	261,85	14,51	110
12-13	103,17	0,6	40
14-13	80,86	2,52	75
13-17	341,75	1,28	40
14-15	38,35	8,1	75
15-16	300,75	16,72	110
16-17	82,23	4,49	75
17-18	261,39	2,2	50
18-19	182,87	0,11	50
16-20	160,7	23,03	125
20-19	148,63	18,84	110
21-20	206,27	1,5	63
11- 26	46,15	40,52	160
26-27	138,96	5,14	75
1-29	88,6	6,83	75
29-28	114,65	5,78	75
28-27	353,3	3,34	63
22-21	148,97	0,35	40
23-16	44,55	13,87	110
22-23	202,11	2,08	50
25-22	273,15	1,52	40
27-25	301,19	4,34	75
24-23	294,65	18,76	110
24-15	45,22	9,09	75
24-25	143,68	0,92	40
26-24	300,11	32,85	160

V-7-Calcul hydraulique du réseau de distribution :

A partir de réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation, dans lesquelles les branchements seront piques, en vue de l'alimentation des abonnées

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible, avec la hauteur des immeubles

V-7-1-Méthode de calcul :

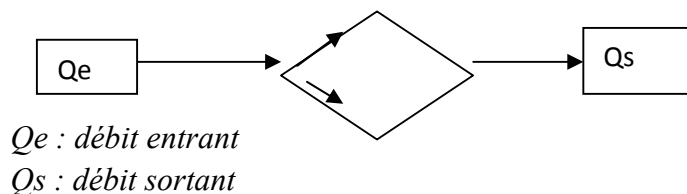
La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de HARDY CROSS effectuée par le logiciel de simulation EPANET version 2.0 (Build2.00.10), il utilise l'algorithme HARDY CROSS pour déterminer les corrections des débits dans les conduites, la correction est basée sur deux hypothèses :

V-7-1-1- La base de la méthode:

La méthode de HARDY CROSS repose sur deux lois :

➤ Loi des nœuds (1^{ère} lois de KIRCHOFF)

En un nœud quelconque dans le réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.



➤ Loi des mailles (2^{ème} loi de KIRCHOFF) :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle $\Rightarrow \sum \Delta H_{I-K} = 0$

$$\text{Ou bien : } \sum \Delta H_{I-K} = \sum (R_{I-K} \cdot Q_{I-K}^2) = 0$$

Où :

- R_{I-K} : la résistance d'un tronçon de maille ;
- Q_{I-K} : le débit du tronçon.

On doit corriger la répartition de débits jusqu'à la satisfaction de cette égalité.

V-7-1-2-Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

V-7-1-3-Formule utilisé (DARCY-WEISBAKH) :

La formule de Darcy-Weisbach est largement utilisée parce qu'elle s'applique à tous les liquides avec tous les régimes d'écoulement

$$\Delta H = f \frac{L * V^2}{D * 2g} = 0,0827 f \frac{L * Q^2}{D^5}$$

Avec :

ΔH : Perte de charge (m)

Q : débit véhiculé

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre de la conduite

V : vitesse d'écoulement

f : facteur de friction

- *Le facteur de friction est fonction de (ϵ/D) et le nombre de Reynolds.*

V-7-2- Les résultats de calcul :

V-7-2-1-Cas de pointe :

● Etat des tronçons :

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N°4: calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débit transité (l/s)	Vitesses (m/s)	Perte de charge (m/km)
(R ₁ +R ₂)- 1	1854,14	225	70,13	1,76	12,45
1-2	75,75	200	63,22	2,01	18,58
2- 3	77,82	125	17,62	1,44	17,27
3- 4	65,42	90	6,78	1,06	14,67
4-5	136,34	75	3,56	0,81	10,88
5- 6	180,23	50	1,91	0,97	26,04
6-7	55,7	40	0,6	0,48	9,04
4- 8	179,31	50	1,94	0,99	26,64
8-6	138,62	40	0,63	0,51	10,1
9-7	139,18	40	0,42	0,33	4,66
8-9	57,19	63	3,24	1,04	21,93
3-10	175,4	90	9,18	1,44	26,27
10-8	64,06	75	4,59	1,04	17,63
2-11	170,22	160	43,92	2,18	28,66
11-10	79,12	40	0,74	0,59	13,55
9-12	207,46	40	0,72	0,57	12,7
10-13	260,61	63	2,31	0,74	11,59
11-14	261,85	110	10,67	1,12	12,62
12-13	103,17	40	0,9	0,72	19,35
14-13	80,86	75	3,36	0,76	9,74
13-17	341,75	40	0,68	0,54	11,36
14-15	38,35	75	5,32	1,2	23,34
15-16	300,75	110	8,93	0,94	9
16-17	82,23	75	3,91	0,88	12,95
17-18	261,39	50	1,01	0,52	7,87
18-19	182,87	50	1,3	0,66	12,6
16-20	160,7	125	8,15	0,66	3,98
20-19	148,63	110	3,03	0,32	1,19
21-20	206,27	63	2,44	0,78	12,8
11- 26	46,15	160	29,6	1,47	13,36
26-27	138,96	75	-5,1	1,15	21,5
1-29	88,6	75	6,04	1,37	29,75
29-28	114,65	75	4,98	1,13	20,57
28-27	353,3	63	2,54	0,82	13,86
22-21	148,97	40	0,59	0,47	8,74

(Suite de tableau N°4)

23-16	44,55	110	6,19	0,65	4,5
22-23	202,11	50	1,82	0,93	23,66
25-22	273,15	40	0,85	0,67	17,22
27-25	301,19	75	3,51	0,79	10,57
24-23	294,65	110	10,83	1,14	13
24-15	45,22	75	5,98	1,35	29,22
24-25	143,68	40	1,08	0,86	27,2
26-24	300,11	160	21,98	1,09	7,54

● **Etat des nœuds :**

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N°5: Calcul des pressions (cas de pointe)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	936,5	0,87	976,91	40,41
Nœud 2	935,4	1,69	975,5	40,1
Nœuds3	935,3	1,66	974,16	38,86
Nœud 4	933,5	1,27	973,2	39,7
Nœud 5	937,8	1,65	971,71	33,91
Nœud 6	935,7	1,95	967,02	31,32
Nœud7	931,9	1,01	966,52	34,62
Nœud 8	932,3	2,66	968,42	36,12
Nœud 9	930,7	2,1	967,17	36,47
Nœud 10	932,8	3,02	969,55	36,75
Nœud 11	934,8	2,9	970,62	35,82
Nœud 12	925,9	1,62	964,53	38,63
Nœud 13	926,8	4,1	966,53	39,73
Nœud 14	930,1	1,99	967,32	37,22
Nœud 15	930,8	2,37	966,42	35,62
Nœud 16	925,6	3,07	963,71	38,11
Nœud 17	921,9	3,57	962,65	40,75
Nœud 18	921,6	2,32	960,59	38,99
Nœud 19	914,5	1,73	962,9	48,4
Nœud 20	921,5	2,69	963,07	41,57
Nœud 21	920,4	1,85	960,43	40,03
Nœud 22	921,2	3,25	959,13	37,93
Nœud 23	926,9	2,82	963,91	37,01
Nœud 24	930,7	4,08	967,74	37,04
Nœud 25	927,4	3,74	963,84	36,44
Nœud 26	934,3	2,53	970,01	35,71
Nœud 27	931,9	4,13	967,02	35,12
Nœud 28	937,1	2,44	971,91	34,81
Nœud 29	937,2	1,06	974,27	37,07

V-7-2-2-Cas de pointe+incendie :

Etat des tronçons :

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau N°6 : calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe+incendie)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débit transité (l/s)	Vitesses (m/s)	Perte de charge (m/km)
(R ₁ +R ₂) - 1	1854,14	225	87,13	2,19	18,98
1-2	75,75	200	79,43	2,53	28,96
2- 3	77,82	125	19,99	1,63	22,02
3- 4	65,42	90	7,33	1,15	17,03
4-5	136,34	75	3,79	0,86	12,2
5- 6	180,23	50	2,14	1,09	32,11
6-7	55,7	40	0,72	0,57	12,78
4- 8	179,31	50	2,26	1,15	35,86
8-6	138,62	40	0,53	0,43	7,36
9-7	139,18	40	0,29	0,23	2,49
8-9	57,19	63	3,41	1,1	24,24
3-10	175,4	90	11	1,73	37,23
10-8	64,06	75	4,34	0,98	15,84
2-11	170,22	160	57,76	2,87	48,87
11-10	79,12	40	0,18	0,14	0,96
9-12	207,46	40	1,02	0,81	24,31
10-13	260,61	63	3,47	1,11	24,94
11-14	261,85	110	14,51	1,53	22,78
12-13	103,17	40	0,6	0,48	9,16
14-13	80,86	75	2,52	0,57	5,67
13-17	341,75	40	1,28	1,02	37,93
14-15	38,35	75	10	2,26	78,86
15-16	300,75	110	16,72	1,76	29,95
16-17	82,23	75	4,49	1,02	16,87
17-18	261,39	50	2,2	1,12	34,04
18-19	182,87	50	0,11	0,06	0,1
16-20	160,7	125	23,03	1,88	28,96
20-19	148,63	110	18,84	1,98	37,75
21-20	206,27	63	1,5	0,48	5,18
11- 26	46,15	160	40,52	2,02	24,51
26-27	138,96	75	5,14	1,16	21,82
1-29	88,6	75	6,83	1,55	37,73
29-28	114,65	75	5,78	1,31	27,3
28-27	353,3	63	3,34	1,07	23,22
22-21	148,97	40	0,35	0,28	3,35
23-16	44,55	110	13,87	1,46	20,88
22-23	202,11	50	2,08	1,06	30,45

(Suite de tableau N°6)

25-22	273,15	40	1,52	1,21	52,31
27-25	301,19	75	4,34	0,98	15,83
24-23	294,65	110	18,76	1,97	37,45
24-15	45,22	75	9,09	2,06	65,41
24-25	143,68	40	0,92	0,73	20,18
26-24	300,11	160	32,85	1,63	16,33

● **Etat des nœuds :**

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N°7: Calcul des pressions (cas de pointe + incendie)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœuds 1	936,5	0,87	964,82	28,32
Nœuds 2	935,4	1,69	962,62	27,22
Nœuds 3	935,3	1,66	960,91	25,61
Nœuds 4	933,5	1,27	959,79	26,29
Nœuds 5	937,8	1,65	958,13	20,33
Nœuds 6	935,7	1,95	952,34	16,64
Nœuds 7	931,9	1,01	951,63	19,73
Nœuds 8	932,3	2,66	953,36	21,06
Nœuds 9	930,7	2,1	951,98	21,28
Nœuds 10	932,8	3,02	954,38	21,58
Nœuds 11	934,8	2,9	954,3	19,5
Nœuds 12	925,9	1,62	946,93	21,03
Nœuds 13	926,8	4,1	947,88	21,08
Nœuds 14	930,1	1,99	948,34	18,24
Nœuds 15	930,8	2,37	945,31	14,51
Nœuds 16	925,6	3,07	936,3	10,7
Nœuds 17	921,9	3,57	934,92	13,02
Nœuds 18	921,6	2,32	926,02	4,42
Nœuds 19	914,5	18,73	926,04	11,54
Nœuds 20	921,5	2,69	931,65	10,15
Nœuds 21	920,4	1,85	930,58	10,18
Nœuds 22	921,2	3,25	931,08	9,88
Nœuds 23	926,9	2,82	937,23	10,33
Nœuds 24	930,7	4,08	948,27	17,57
Nœuds 25	927,4	3,74	945,37	17,97
Nœuds 26	934,3	2,53	953,17	18,87
Nœuds 27	931,9	4,13	950,14	18,24
Nœuds 28	937,1	2,44	958,34	21,24
Nœuds 29	937,2	1,06	961,47	24,27

V-7-3-Interprétation des résultats :

● Cas de pointe :

A partir des résultats trouvés, nous avons remarqué que :

- Les vitesses trouvées dans les tronçons du réseau sont comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, à part une vitesse de l'ordre de 0,33 m/s, donc les vitesses sont acceptables.
- Les pressions trouvées au niveau des nœuds sont inférieures à 05 bars donc elles sont acceptables par rapport à un réseau d'AEP

● Cas de pointe + incendie :

- Les vitesses trouvées dans les tronçons du réseau sont comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, et atteignent jusqu'à 2,5 m/s, mais cela n'influe pas sur notre réseau, puisque le cas (pointe+incendie) se marque par des vitesses un peu élevées par rapport au cas de pointe.
- Les pressions trouvées au niveau des nœuds sont comprises entre (01 et 05 bars) donc elles sont acceptables par rapport à un réseau d'

V-8-Les accessoires du réseau de distribution :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

V-8-1- Robinets vannes [5] :

Ils sont utilisés pour l'isolement de conduites, on trouve les robinets vannes à opercule et les vannes papillon

V-8-1-1-Les vannes à opercule :

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés, on placera ce robinet à l'aval de la conduite liant le réservoir au réseau de distribution

V-8-1-2-Les vannes papillon :

C'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon. On placera ce robinet à la sortie du réservoir.

V-8-2-Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

V-8-3-Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

V-8-4-Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

V-8-5-Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

V-8-6-Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

V-8-7 Les régulateurs des pressions :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression soit maintenue à une valeur constante de consigne. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement.

V-9-Pièces spéciales de raccord :

➤ **les Tés :**

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

➤ **les coudes :**

Utilisés en cas de changement de direction.

➤ **les cônes de réduction :**

Ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres.

➤ **Les bouts d'extrémités :**

Pour la mise en place d'appareils hydrauliques.

Conclusion :

Après le choix du tracé convenable et la projection du réseau de distribution, On peut tirer comme conclusion que :

- On a utilisé des conduites en PEHD de diamètres compris entre 40 et 200 mm afin de couvrir tout le réseau et une conduite d'adduction en PVC à partir des réservoirs vers le réseau de diamètre 225 mm
- Notre réseau fonctionne normalement et assure des pressions comprises entre 01 et 05 bars, et des vitesses acceptables comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.

CHAPITRE VII

Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction :

Le coup de bélier est une étape du régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression et vitesse) qui varient rapidement dans le temps et dans l'espace. Il produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement.

Par conséquent il résulte un déboitement des conduites, détérioration des robinetteries ou appareils de comptage, est entraîné des dégâts sur les appareils de pompage.

Donc il est important de protéger les équipements contre ce phénomène par des appareils qui auront le rôle de l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression.

VI-1- Les Causes du coup de bélier :

Les différentes causes de coup de bélier sont :

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

VI-2- Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

● Forte pression :

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

● 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.c il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

● Fatigue 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 ou les conduites sont enterrées.

VI-3-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air :

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

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas d'une hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Au moment de la disjonction, Le volant permet d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

VI-4-Analyse physique du phénomène du coup de bélier

● Première phase

Lors de l'arrêt de la pompe, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis qu'aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible ; une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et en conséquence, engendre la contraction de la conduite.

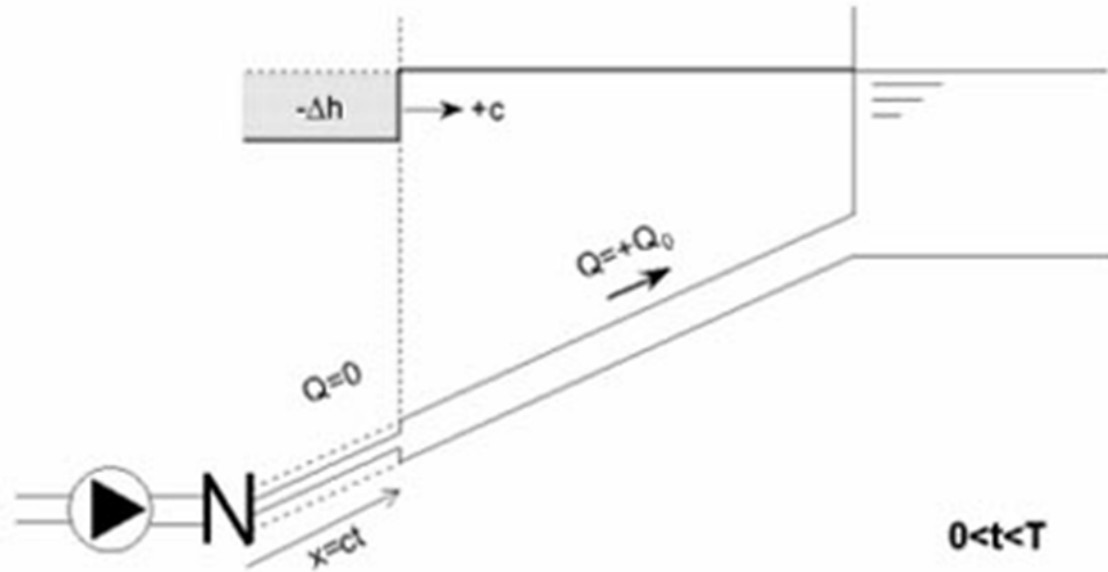


Figure N°1: Première phase du coup de bélier

• Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

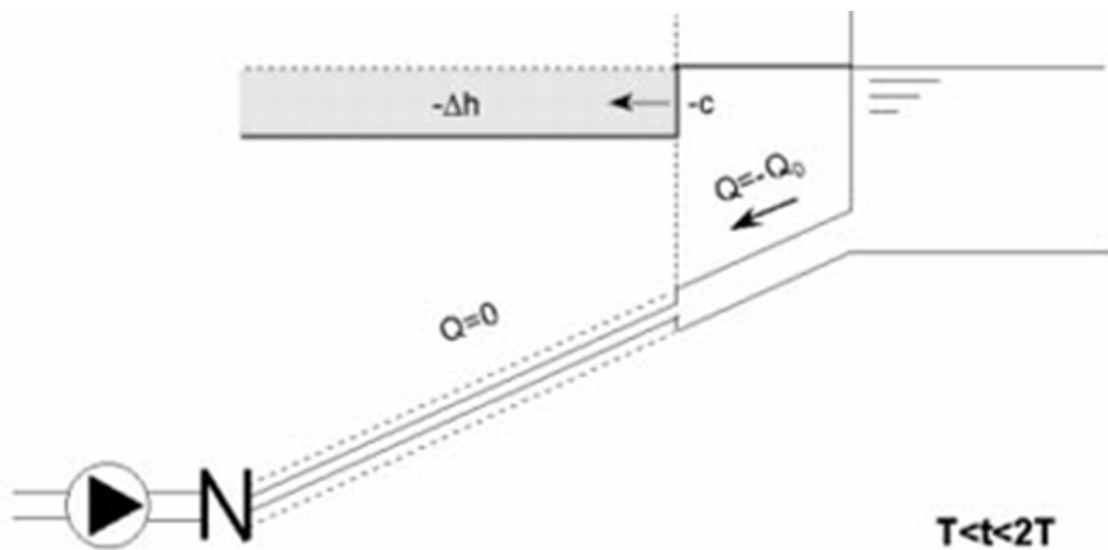


Figure N°2: Deuxième phase du coup de bélier

◆ **Troisième phase**

Il en résulte que la pression au passage de la conduite vers le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage à partir du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

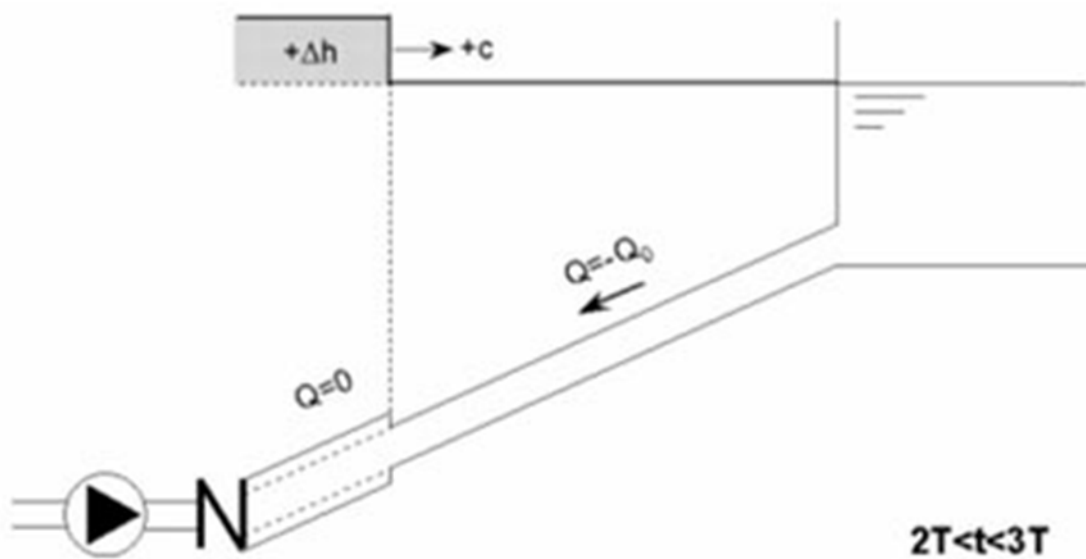


Figure N°3: Troisième phase du coup de bélier

◆ **Quatrième phase**

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite ; l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propage vers la pompe.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales ; ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

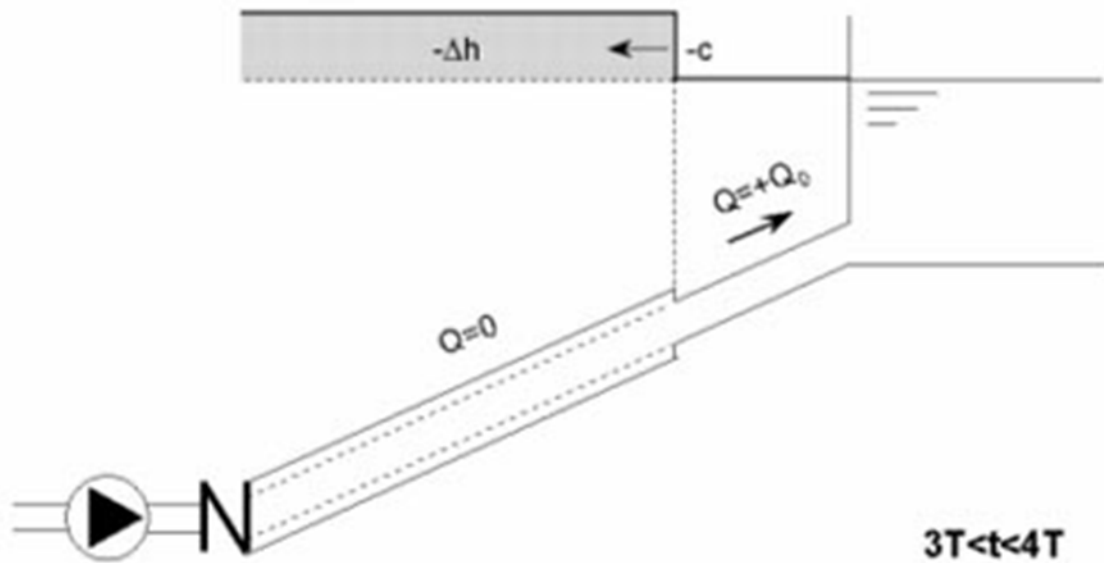


Figure N°4: Quatrième phase du coup de bélier

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI-5- Calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

◆ **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

◆ **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI-5-1-Hypothèses de calcul du coup de bélier :

- ✓ Les paramètres de la conduite sont constants (diamètre et épaisseur)
- ✓ Le niveau d'eau dans le réservoir est invariable
- ✓ La conduite d'arrivé dans le réservoir est vers la bas
- ✓ L'eau est supposée compressible monophasique.

VI-5-2-Dimensionnement des réservoirs d'air

➤ On calcule la célérité d'onde à l'aide de la formule de Mr : **SALAH.B** :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (m / s) \quad (VI-1)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 17 * 10^{10}$ pour la fonte ductile.

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

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

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{c} \quad (VI-2)$$

Avec:

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

Cas de la fermeture brusque : $T < \frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier : $b = \frac{cV_0}{g}$ (m) (VI- 3)

Avec:

V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

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

Cas de la fermeture progressive : $T > \frac{2L}{c}$

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

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-4})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MICHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit, loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de surpression $H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g}$ (VI-5)

Cas de dépression $H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g}$ (VI-6)

- Calcul de la charge absolue

$$Z_0 = H_{g+} + 10 \quad (\text{m.c.e})$$

- Calcul de la charge maximale absolue (au moment de retour de l'onde)

$$Z_{\max} = Z_0 + C * \frac{V_0}{g}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI-1})$$

$$U_0 Z_0 = U \max Z \min \Rightarrow U \max = \frac{U_0 Z_0}{Z \min}$$

A.N :

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

Tableau N°1: Les caractéristiques du tronçon de refoulement de l'adduction

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Fonte ductile	250	0,049	0,83	3269	82,53

➤ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°2: Calcul de la célérité d'onde du tronçon de refoulement de l'adduction

K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	V _m	V _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹⁰)	e _m (mm)	C (m/s)
2.07	1000	0,125	0.3	0.33	2	17	6,8	1217,81

➤ **Calcul de la capacité du réservoir :**

Les résultats trouvés sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°3: Calcul de la capacité du réservoir d'air

Z ₀	V ₀	Z _{max}	Z _{max} /Z ₀	h ₀	h ₀ /Z ₀	U ₀ /LS	Z _{min} /Z ₀	U ₀	Z _{min}	U _{max} (L)
92,53	0,83	195,566	2,113	0,035	0,000379	0,0018	0,56	0,288	51,181	520,67

En tenant compte de la sécurité **U_F = 600 litres.**

VI-5-3-Installation du réservoir d'air :

Le réservoir d'air sera installé après le clapet à une distance L fonction du temps de la fermeture du clapet et célérité de l'onde

Il est préférable de l'installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle du machines.

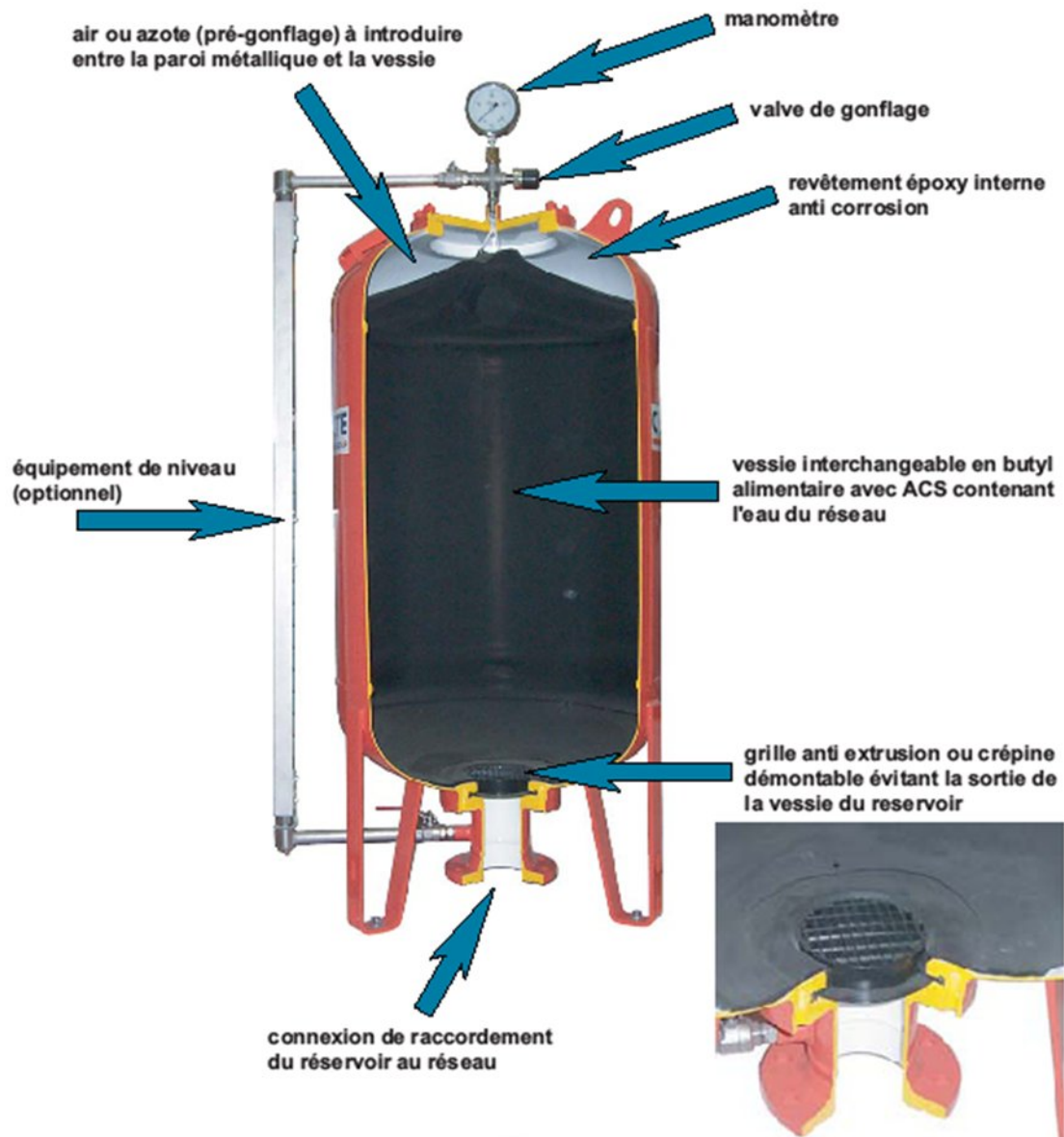


Figure N°5: Réservoir d'air anti bélier

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de VIBERT.

On a choisi la méthode de VIBERT pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée pour la détermination du volume d'air.
- Valable pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans les meilleures conditions possibles et les plus brefs délais. Ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil.

Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, des travaux des ports, en plus l'exécution des ouvrages d'art et des bâtiments

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VII-1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

VII-1-1- Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII-1-2- Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII-2- Excavation des tranchées :

Avant l'excavation des tranchées il faut d'abord procéder à un enlèvement de la couche végétale, cette opération est réalisée à l'aide d'un bulldozer ou un angledozer.

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La longueur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse à travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée (H_{tr}).

La longueur de la tranchée (b).

VII-2-1- La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

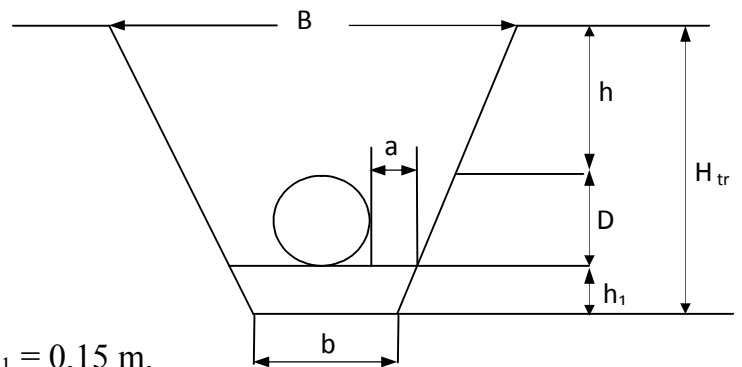
H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.



D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$. (m).

VII-2-2- Largeur de la tranchée :

Le largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse $a=30$ cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ (m)}.$$

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).

VII-2-3-Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la trachée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau N°1 choix du coefficient du talus:

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

- Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$.

VII-2-4-Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VII-2-4-1-Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle équipée en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

VII-2-4-2-Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle équipée en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre projet (réseau).

Le calcul du volume total à excaver pour notre réseau est montré dans le tableau suivant :

Tableau N° 2: calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	S (m²)	V (m³)
40	1630,8	0,64	1,19	0,76	1239,408
50	1005,91	0,65	1,2	0,78	784,609
63	877,37	0,663	1,213	0,804	705,405
75	1090,46	0,675	1,225	0,83	905,081
90	240,82	0,69	1,24	0,855	205,901
110	1050,43	0,71	1,26	0,894	939,084
125	238,52	0,735	1,275	0,937	223,493
160	516,48	0,76	1,31	0,995	513,897
200	75,75	0,8	1,35	1,08	81,81
225	1854,14	0,825	1,375	1,134	2102,594
Volume total (m³)					7701,286

D'après ce tableau, le volume total à excaver du réseau est de 7701, 286 m³.

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau N° 3: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est inférieur à 10000 m³ on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,35m³.

VII-2-4-3-Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du godet 0,35 m³.

K_r : coefficient de remplissage du godet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,85

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habileté du

Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$\text{A.N : } R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,85 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 35,7 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour **R_p=285,6 m³/j.**

VII-2-4-4-La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) et R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{7701,286}{285,6} = 26,96 \text{ jours}$$

VII-2-5-Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.

- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

Tableau N°4: Volume total du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	S=0,1*b (m²)	v (m³)
40	1630,8	0,64	0,064	104,37
50	1005,91	0,65	0,065	65,38
63	877,37	0,663	0,0663	58,17
75	1090,46	0,675	0,0675	73,61
90	240,82	0,69	0,069	16,62
110	1050,43	0,71	0,071	74,58
125	238,52	0,735	0,0735	17,53
160	516,48	0,76	0,076	39,25
200	75,75	0,8	0,08	6,06
225	1854,14	0,825	0,0825	152,97
Volume total = 608,54 m³				

Donc le volume total du lit de sable est : 608,54 m³

VII-3-Pose des conduites:

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre.

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subit un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.). Les conduites seront par la suite posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif au cours de la pose on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement on utilise des nivelettes.

A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite.

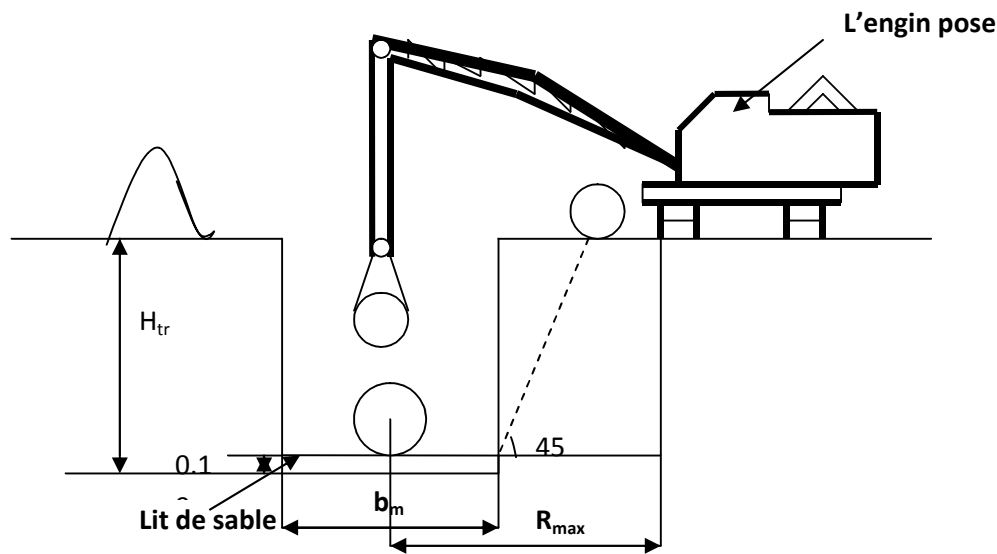


Figure N°1 : pose de la conduite dans la tranchée

VII-4- Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois. La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII-5-Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

VII-6-Choix des engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

VII-6-1-Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau N°5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Kw)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à 0,35m³ nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

Puissance $P_b = 50$ KW.

Largeur de la lame $L = 3$ m.

Hauteur de la lame 1,5

VII-6-2-Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni d'un godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

VII-6-3-Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents volumes des terres à excaver et à remblai le long du réseau de distribution en eau potable sur le chantier; en déterminant aussi les caractéristiques des engins à choisir.

CHAPITRE VIII

Protection et sécurité de travail

Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante. L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage.

Pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude

VIII -1 Causes des accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

VIII-1-1.Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII-1-2.Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de

terrassment, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VIII-2.Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII-3.Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VIII-4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VIII-4-1.Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

VIII-4-2. Protection collective :

VIII-4-2-1. Equipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VIII-4-2-2. Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII-4-2-3. Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

VIII-4-3. Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VIII-5. Organisation de la prévention des accidents du travail

Les dispositifs l'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composées de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme suivant :

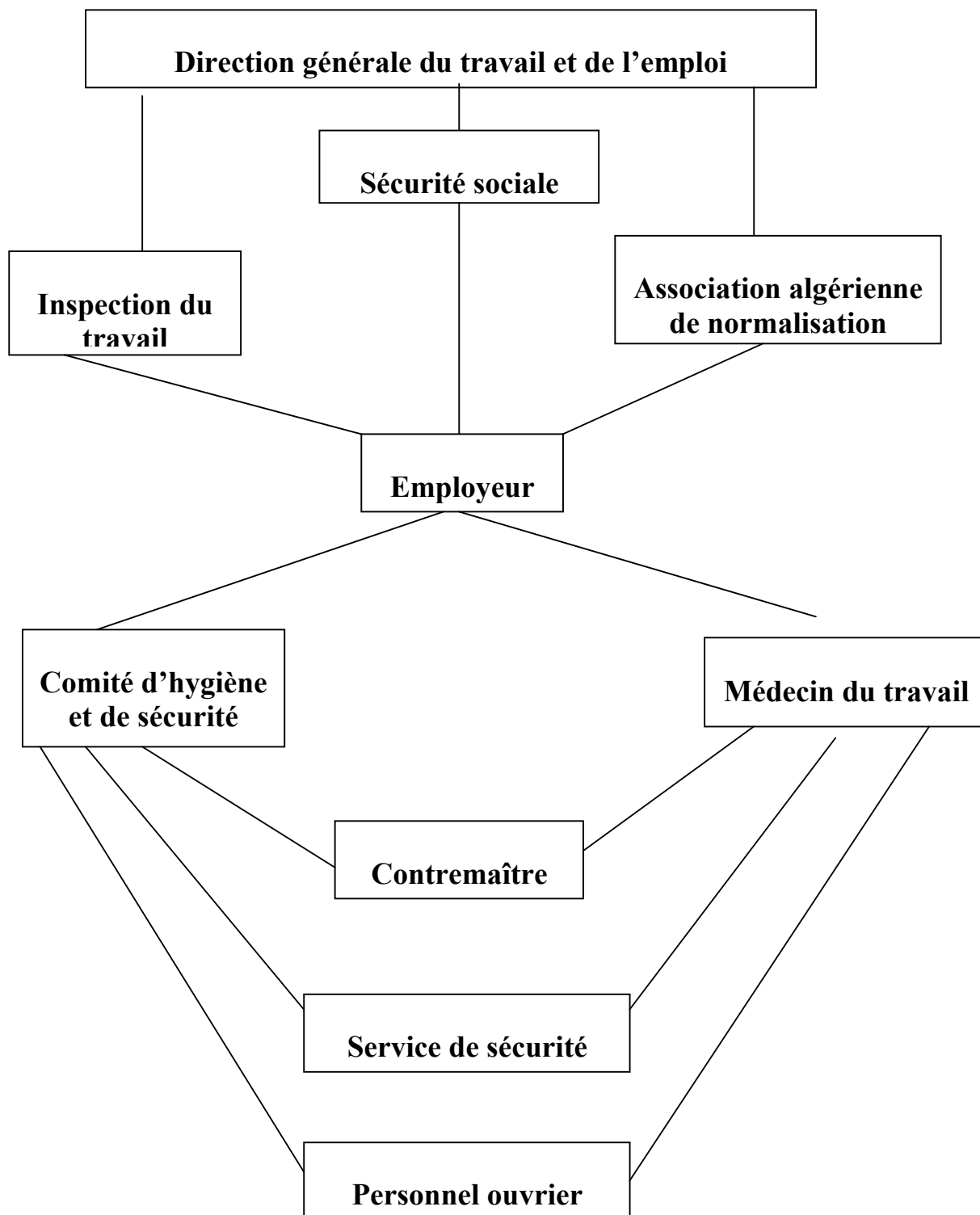


Figure N°1 : Organisation de la prévention des accidents du travail

Le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
 - Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
 - Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Conclusion :

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

Suite au manque de ressources en eau dans la ville d'OULED BESSEM et les problèmes de fuites rencontrés au niveau du réseau de distribution, les responsables concernés ont proposé un projet d'alimentation en eau potable de cette ville. Afin d'entamer cette étude, nous avons procédé au recensement de tous les points qui touchent le plan spécifique pour la réalisation de ce projet, à savoir l'état actuelle de la région ; la topologie ; l'estimation des besoins en eau futur et l'analyse des ouvrages hydrauliques existants.

Premièrement on a dimensionné les deux parties de l'adduction mixte et on a trouvé que :

- une partie gravitaire est composée de deux tronçons de diamètres de 300 mm et 250 mm respectivement avec une longueur totale de 11994 m
- une partie refoulement de diamètre 250 mm sur une longueur de 3269 m

Le matériau qu'on a choisi est la fonte ductile vu que les avantages qu'il offre.

Puis on a tracé et dimensionné le réseau de distribution avec le logiciel EPANET pour les cas pointe et pointe plus incendie, et on a trouvé après la simulation des diamètres allant de 40mm à 225mm. Signalons que les conduites sont en PE et PVC.

A travers cette étude, l'importance a été accordée aux paramètres hydrauliques (pression, débit demandé et vitesse), d'où on trouvé des résultats très satisfaisantes.

Pour lutter contre le coup de bélier dans la conduite de refoulement, on a proposé d'installer un réservoir d'air anti bélier avec une capacité de 600 litres.

Enfin il faut noter que la meilleure organisation et sécurité dans les chantiers ne peut être efficace que s'elle est adopté par le personnel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **M^r. B.SALAH** : Polycop d'Alimentation en Eau Potable ENSH 1994.
- [2] **ANDRE.DUPONT** "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977.
p26, 43,54.
- [3] **Prof. Jacques Bonvin** « Hydraulique urbaine I » .p65, 93, 101, 124, 237,
338,345.
- [4] **M^{me} MOKRANE** et **M^r. KHOJET –KESBA.O** : Cours de PSP 4^{eme}
ET 5^{eme} année
- [5] **Robinetterie aide mémoire technique** : pp.11-13.

Catalogues

- [6] Catalogue des conduites en fonte ductile **SERTUBI**
- [7] Catalogue des conduites en polyéthylène **STPM CHIALI**
- [8] Catalogue des ROBINETTERIE ET RACCORDS « **SAINT GOBAIN** »
- [9] **CAPRARI PUMP TUTOR** « pompes multicellulaires à axe horizontale ».
- [10] **LEROY SOMER** « Moteurs asynchrones triphasés »

WEBOGRAPHIE :

- 1) <http://www.stpm-chiali.com>
- 2) earth.google.com/support/bin/

Annexe(II): Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (polycops SALAH.B)

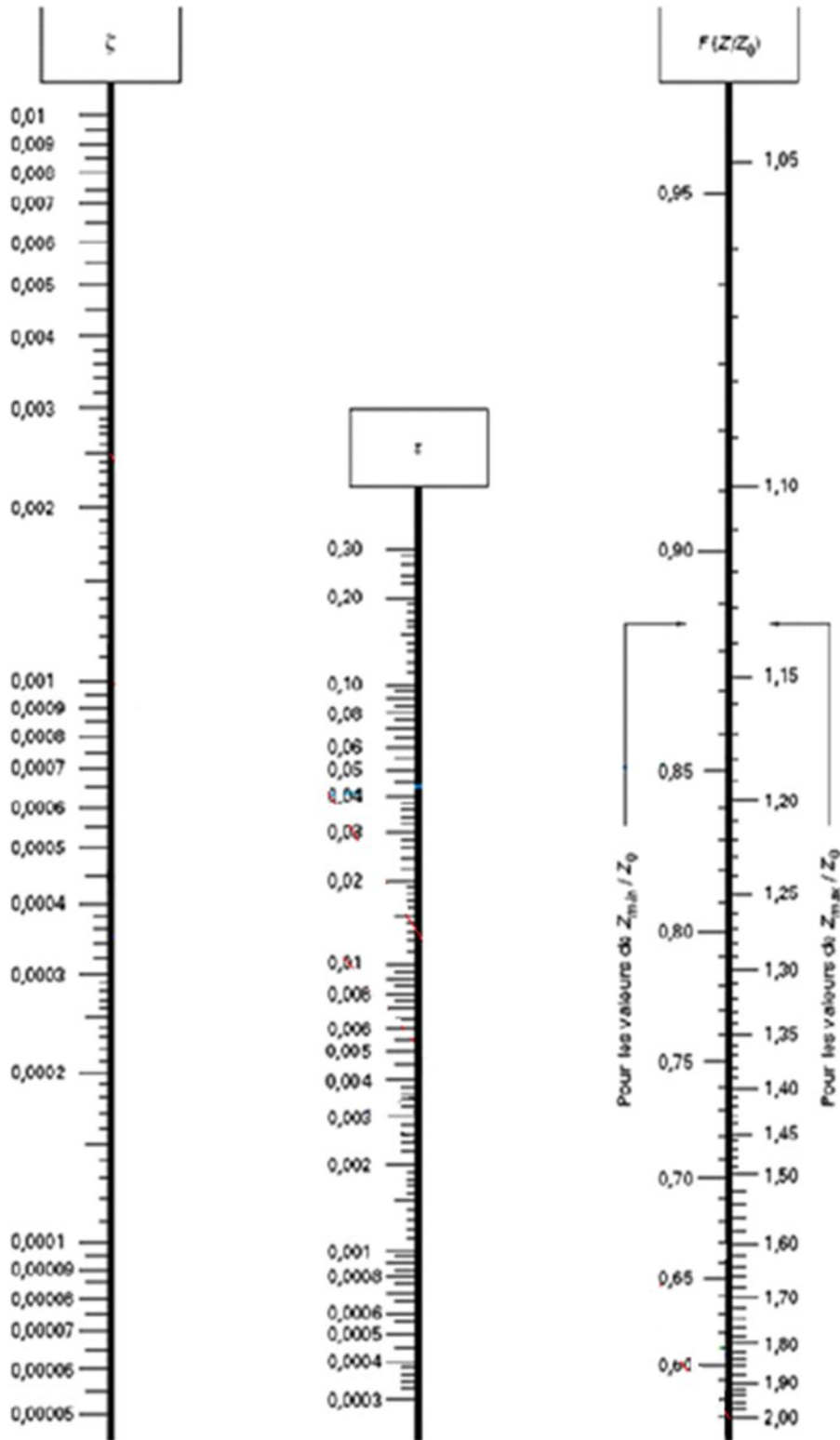
ANNEXE V : Epaisseur minimale en mm des conduites en PE

PE 80			
DN	PN6 /SDR 21	PN 10 / SDR 13,6	PN 16 SDR 9
20	2	2	2,3
25	2	2	3
32	2	2,4	3,6
40	2	3	4,5
50	2,4	3,7	5,6
63	3	4,7	7,1
75	3,6	5,6	8,4

PE 100			
DN	PN6 /SDR 26	PN 10 / SDR 17	PN 16 SDR 11
90	3,5	5,4	10,1
110	4,2	6,6	12,3
125	4,8	7,4	14
160	6,2	9,5	17,9
200	7,7	11,9	22,4
250	9,6	14,8	27,9
315	12,1	18,7	35,2
400	15,3	23,7	44,7
500	19,1	29,7	55,8
630	24,1	37,4	--

Source (documents CHIALI ; Tubes PEHD eau potables)

ANNEXE VI : ABAQUE de VIBERT



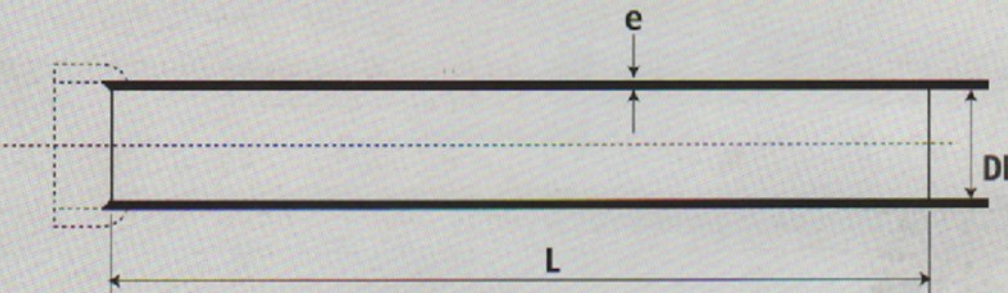
$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z}{Z_0} - \ln \frac{Z}{Z_0} - 1 \right]^{-1}$$

ANNEXE IV-1

Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)

•• (Tuyaux fonte ductile - AEP (EN 545
ISO 2531



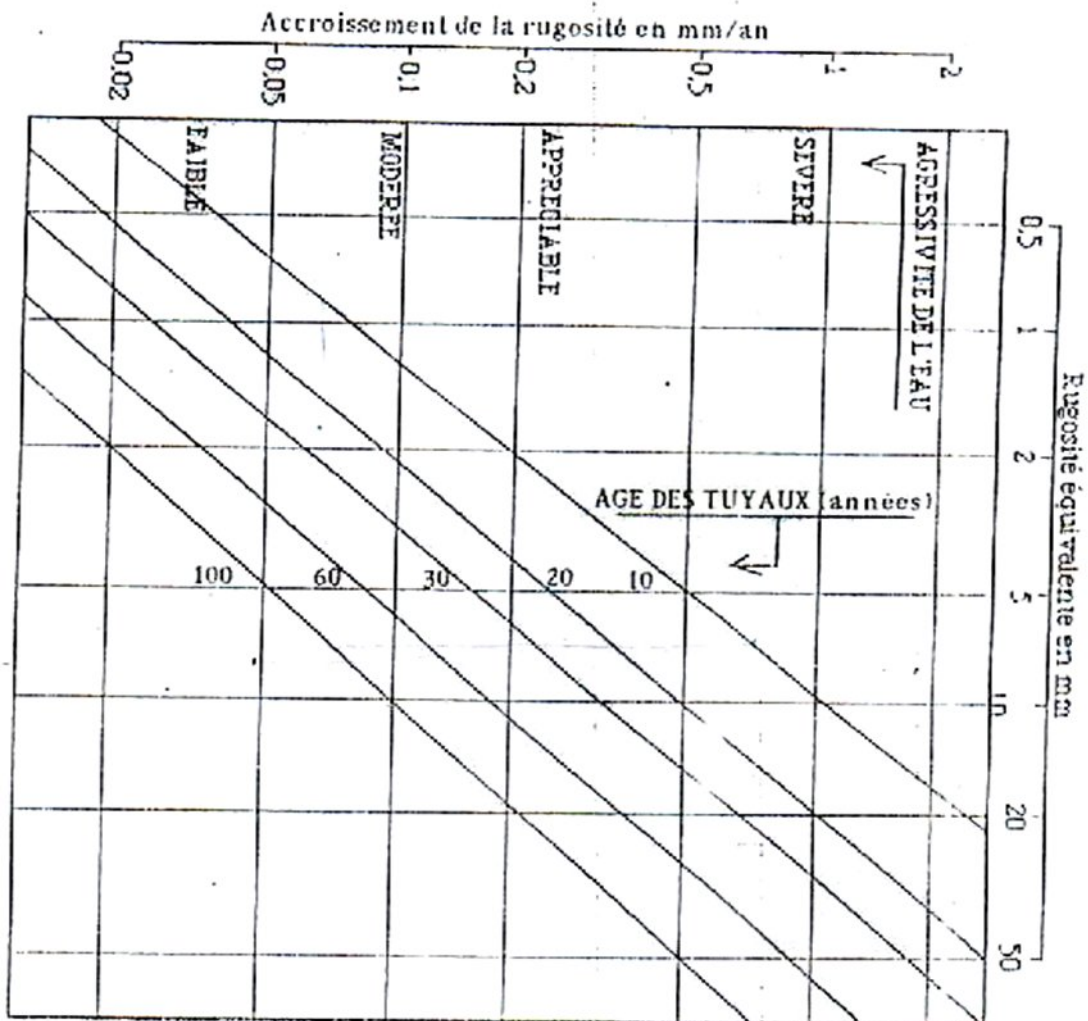
DN	Diamètre extérieur DE		Épaisseur Fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Épaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à -2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à -3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à -3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à -3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à -3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à -3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à -3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à -3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à -4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à -4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à -4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à -4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à -5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9.
Ainsi les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2002.

ELECTROSTEEL peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12.
L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule : $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.

ANNEXE IV- 2 : ABAQUE DE M.PETER LAMONT

ABAQUE DE M.PETER LAMONT RUGOSITE D'UNE CONDUITE EN FONCTION DE SON AGE



Annexe IV-3: Tableau du prix de mètre linéaire des conduites en fonte ductile en fonction du diamètre d'après entreprise KOUG.C.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94

Remarque: les prix mentionnés ci dessus sont les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

ANNEXE IV-4 : Caractéristique de la pompe choisie

PM 125/ 4 A

- Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Données techniques / Caractéristiques

Q : 146,6 m³/h

H : 97,2 m

n. poles : 4

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteurP2 : 55 kW

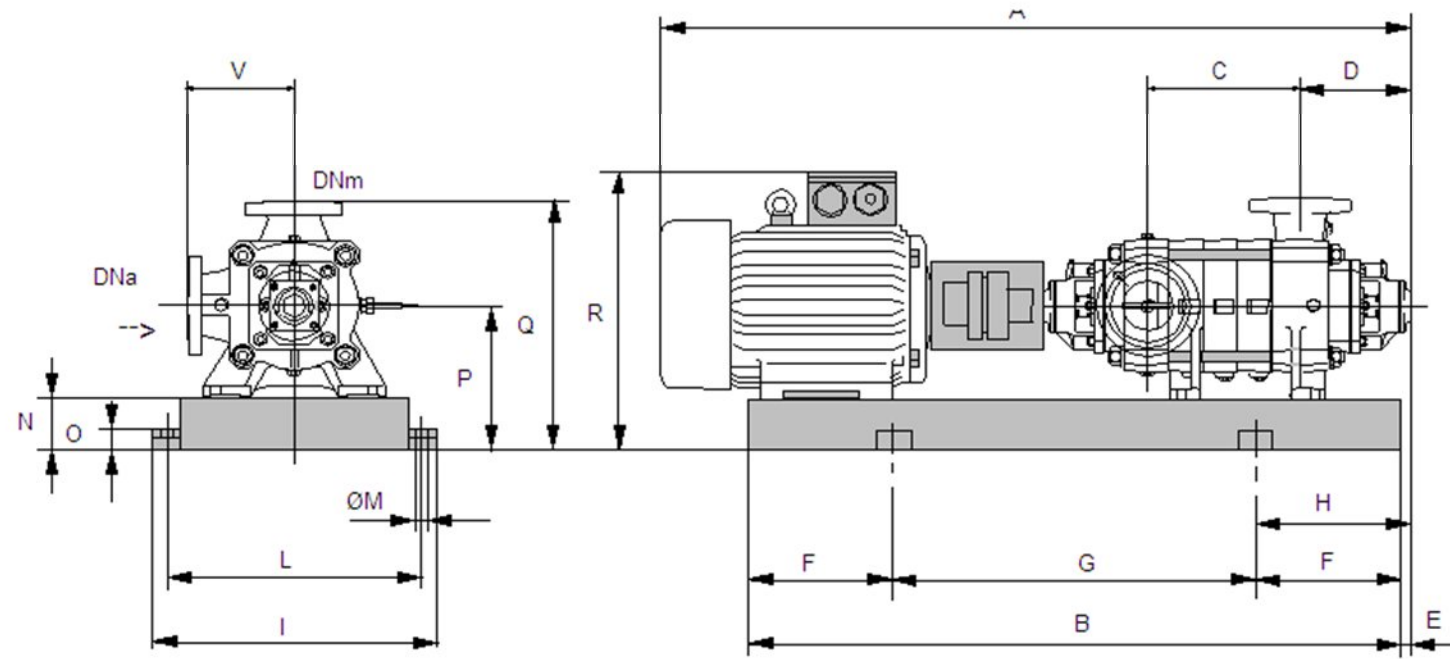
Tension : 400 V

Diamètre refoulement: DN 125 (UNI PN40)

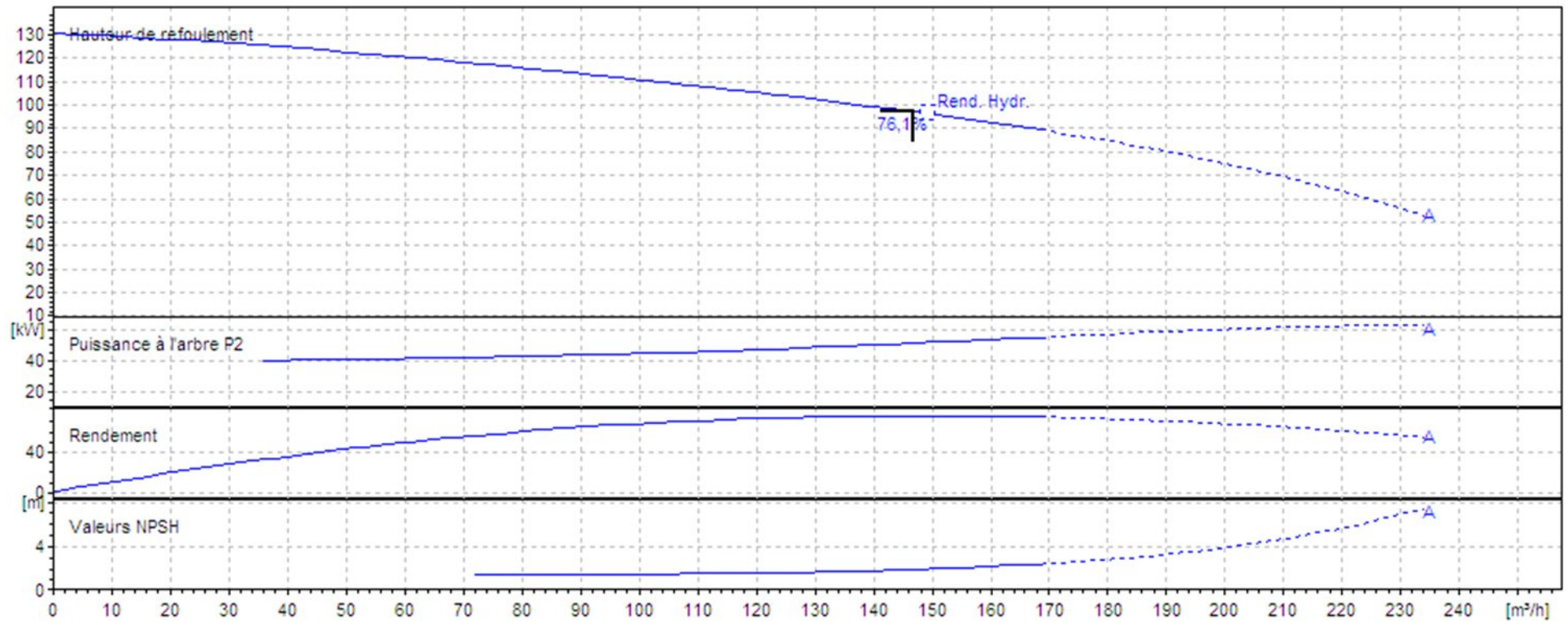
Raccord d'aspiration : DN150 (UNI PN2)

ANNEXE IV-5 : LES DIMENSIONS DE LA POMPE CHOISIE

- A=1579
- B=150
- C=1183
- D=212
- E=200
- F=783
- G=412
- H=630
- I=580
- L=20
- M=42
- N=120
- P=670
- Q=811
- DnA=100
- DnM=80



ANNEXE IV-6: Courbes caractéristique de la pompe données par le constructeur



Annexe IV-7: catalogue des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles

Moteurs triphasés 50 Hz
Rotor en court-circuit CAG

Construction **PROTÉGÉE IP 23 S**
Types **PLS - LSP - LSPCB**
Isolation classe B

Puissance kW	Cn mN	Type	Intensité absorbée				Caractéristiques en charge						Vitesse MD ^{2*}		Masse approx. kg
			In 380 V A	Id In A	Cd/ Cn	Cm/ Cn	Rendement %			Cos. φ			tr/mn	kg.m ²	
							1/2	3/4	4/4	1/2	3/4	4/4			
3000 tr/mn (moteurs 2 pôles)															
11	15	PLS 160 MT	23,5	4,89	2,3	2	80	83,5	84,5	0,77	0,81	0,84	2850	0,098	60
15	20	PLS 160 MT	31,5	4,92	2,4	2,1	81	84	85	0,78	0,82	0,85	2850	0,123	68
18,5	25	PLS 160 L	36	6,28	2,4	2,2	83,5	87	87,5	0,80	0,86	0,89	2915	0,177	92
22	30	PLS 160 L	43	6,60	2,4	2,5	87	88,5	88,5	0,78	0,85	0,88	2925	0,203	100
30	40	PLS 180 MT	58	6,21	2,6	2,4	89	89,5	90	0,80	0,85	0,87	2905	0,296	135
37	50	PLS 180 L	69,3	5,84	2,1	2,5	89	90	90	0,81	0,87	0,90	2920	0,42	155
45	60	PLS 200 MT	83,5	5,45	2,1	2,2	88	90	90	0,80	0,86	0,90	2925	0,493	200
55	75	PLS 200 L	101,5	5,62	1,9	2,3	89	91	91,5	0,85	0,88	0,90	2935	0,730	225
75	100	PLS 225 MT	142	5,99	2	2,4	90,5	92	91,5	0,78	0,84	0,88	2935	0,964	270
90	125	PLS 250 S	182	5,20	2,1	2,2	89	91,5	90	0,75	0,83	0,85	2930	2,74	390
110	150	PLS 250 M	210	5,50	2,4	2	90,5	92,5	91	0,76	0,85	0,87	2930	3,24	430
132	180	PLS 280 M	231	6,15	2,2	2,3	92,5	93,5	94	0,89	0,91	0,92	2950	5,65	600
160	220	PLS 315 S	281	6,76	2,4	2,3	92	93,5	94	0,85	0,89	0,92	2960	7	690
200	270	LSP 315 M	354	8,39	3	3	93	94	94,5	0,83	0,87	0,88	2970	9,5	870
250	340	LSP 315 L	442	8,78	2,9	2,4	94	95	95	0,83	0,87	0,88	2970	11,5	965
280	380	LSPCB315LP2	503	5,8	1,1	2,2	93,6	94,1	94	0,88	0,90	0,90	2955	9,68	1139
315	430	LSPCB315LRQ2	556	6,2	1,2	2,4	94	94,6	94,6	0,88	0,91	0,91	2959	10,52	1192
355	480	LSPCB315LR2	626	6,3	1,2	2,5	94,3	94,8	94,7	0,88	0,91	0,91	2961	11,44	1253
400	545	LSPCB315L2	701	6,8	1,3	2,6	94,8	95,2	95,2	0,88	0,91	0,91	2962	12,48	1322
450	610	LSPCB355M	781	6,30	1,3	2,3	94,6	95,1	94,9	0,88	0,91	0,92	2958	16,3	1570
500	680	LSPCB355LR	862	7,30	1,6	2,5	94,9	95,6	95,5	0,86	0,91	0,92	2963	18,3	1680
560	760	LSPCB355L	966	7	1,6	2,4	95	95,6	95,5	0,88	0,91	0,92	2963	19,9	1750

Pour les puissances non indiquées et supérieures, nous consulter.
Pour toute autre tension que 380 V, veuillez vous reporter au paragraphe 1.1 Nature du courant.
Les valeurs de rendement et de cos. φ à 1/2 de charge sont approximatives.

$$*J \text{ (moment d'inertie)} = \frac{MD^2}{4}$$

$$\text{Couple nominal en mètre Newton (mN)} = 9550 \times \frac{P \text{ kW}}{N \text{ tr/mn en charge}}$$