

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du système d'AEP du nouveau pole urbain zhun Ouest de la commune de Biskra (w. Biskra).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-20

APA Citation (توثيق APA):

Hamani, Mohamed Ilias (2020). Etude du système d'AEP du nouveau pole urbain zhun Ouest de la commune de Biskra (w. Biskra)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU SYSTÈME D'AEP DU NOUVEAU PÔLE
URBAIN ZHUN OUEST DE LA COMMUNE DE BISKRA
(W.BISKRA)**

Présenté par :

HAMANI MOHAMED ILIAS

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.B	Examinateur
BELLABAS Salima Charifi	M.A.A	Examinateur
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Promotrice

Session Septembre 2020

REMERCIEMENT

*En tout premier lieu, je remercie dieu qui m'a donné la force et le courage pour dépasser toutes les difficultés et achever mes études. Je remercie fortement ma promotrice : **Mme KAHLERRAS Malika** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener bien ce travail.*

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury :

- Mr.AMMARI Abdehadi

-Mr.HEBBOUCHE Abdelhamid

-Mme.BELLABAS Salima Charifi

Pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : ma mère, mon père, mon frères et mes deux sœurs.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

*Hamani Mohamed Ilias
Septembre 2020*

Hamani

DÉDICACE

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parent Mme FATIMA et Mr RABIE pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leurs prières et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

Je le dédie également à mes deux sœurs AMIRA et la petite WISSAM et à mon frère CHEMS EDDINE.

Sans oublier mes collègues et amis de la graduation promotion 2020 ainsi qu'à tous qui connaissent ma personne de près ou de loin.

*Hamani Mohamed Ilias
Septembre 2020*

Hamani

المخلص

القطب الحضري الجديد (منطقة سكنية حضرية جديدة-غرب) لبلدية بسكرة ولاية بسكرة بحاجة إلى التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمجموع المستهلكين.

بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها وتقدير حاجياتها من الماء الشروب، نقوم بتصميم دقيق لشبكة التوزيع وذلك لضمان استمرارية التزويد بالمياه الصالحة للشرب في ظروف ملائمة، كما نقوم بتصميم مختلف منشآت التخزين حتى نلبي الحاجات اليومية من المياه. من أجل تحديد أبعاد الأنبوب المختلط لإمداد المياه قمنا بدراسة تقنية اقتصادية، كما قمنا بدراسة محطة الضخ، هذه الأخيرة تسمح بضخ المياه إلى الخزان الانتقالي عبر أنبوب الدفع. وبعد ذلك ندرس وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة غير مستقرة تدعى «المطرقة المائية». وأخيرا نتطرق إلى طريقة إنجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

Le nouveau pôle urbain ZHUN (Zone d'Habitat Urbain Nouvelle) ouest de la commune de Biskra Wilaya de Biskra a besoin d'être alimenté en eau potable pour ses différents consommateurs. Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau potable, nous concevons soigneusement le réseau de distribution afin d'assurer une fourniture continue d'eau potable dans des conditions adéquates. Nous concevons également les divers ouvrages de stockage pour répondre aux besoins quotidiens en eau. Afin de dimensionner la conduite mixte d'adduction d'eau nous avons élaboré une étude technico-économique ; nous avons également effectué une étude d'une station de pompage, cette dernière permet de pomper l'eau vers le réservoir tampon à travers la conduite de refoulement. Ensuite, nous étudions et définissons une méthode parmi les méthodes de protection des conduites de refoulement contre un phénomène dit « coup de bélier ». Enfin dans notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract:

The new urban pole ZHUN, situated in the west of Biskra, needs to be supplied with drinking water. Relevant to this, after presenting our study area and estimating its drinking water requirements, a distribution network was designed to ensure a continuous supply of drinking water under suitable conditions. The study also considered the design of the various storage structures to meet daily water needs. In order to dimension the mixed water supply pipe, a

technical and economic study was prepared. Additionally, a study of a pumping station was carried out to allow pumping water to the buffer tank through the discharge line. Then, one of the methods of protecting discharge pipes against the phenomenon of "water hammer" was studied and defined. Finally, the study discussed the methodology for implementing the project and the various means deployed for its execution.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	03
I.1/ Situation géographique	03
I.2/ Situation topographique	05
I.3/ Situation pédologique.....	05
I.4/ Situation hydrogéologique	05
I.5/ Situation climatologique	06
I.6/ Situation hydraulique	08
I.7/ Situation sismique	09
I.8/ Situation démographique	09
Conclusion	12

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	14
II.1/ Dotation	14
II.2/ Evaluation de la consommation moyenne journalière	14
II.2.1/ Estimation des besoins domestiques	15
II.2.2/ Estimation des besoins du secteur d'éducation	15
II.2.3/ Estimation des besoins du secteur socio-culturel	16
II.2.4/ Estimation des besoins du secteur commercial	16
II.2.5/ Estimation des besoins du secteur administratif	17
II.2.6/ Estimation des besoins du secteur sanitaire	18
II.2.7/ Récapitulation des besoins en eau de la zone d'étude	19
II.3/ débit des fuites et gaspillages	19
II.4/ Variation de la consommation	20
II.4.2/ Détermination des débits journaliers	22
II.4.3/ Variation horaire de la consommation	23

a/ Coefficient d'irrégularité maximum horaire	23
b/ Coefficient d'irrégularité minimum horaire	23
II.4.4/ Détermination des débits horaires	24
II.5/ Evaluation de la consommation horaire	25
II.5.1/ Répartition du débit horaire	26
II.6/ Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau	29
Conclusion	29

Chapitre III : Conception et dimensionnement du réseau de distribution

Introduction	31
III.1/ Définition et aspect descriptif	31
III.1.1/ Les conduites	31
III.1.2/ Les nœuds	31
III.2/ Classification du réseau de distribution	32
III.2.1/ Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération	32
a) réseau unique	32
b) réseau en zones étagées	32
III.2.2/ Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau	32
a) Les réseaux ramifiés	32
b) Les réseaux maillés	32
c) Les réseaux combinés	33
III.4/ Conception du réseau de distribution	33
III.4.1/ Principe de tracé d'un réseau maillé	33
III.4.2/ Choix du type de matériau	33
III.5/ Calcul hydraulique du réseau	39
III.5.1/ Détermination des débits du réseau	39
III.6/ Vérification des vitesses dans le réseau	46
III.7/ Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY - CROSS »	46
a) 1ere lois des nœuds (1ere lois de KIRCHOUFF)	47
b) 2eme lois des mailles (2eme lois de KIRCHOFF)	47
III.7.1/ Détermination du débit correctif	48

III.7.1.1/ Principe de la méthode de «HARDY RCROSS»	48
III.7.1.2/ Calcul du débit correctif	48
a) Formule de COLEBROOK	48
b) La formule de NIKURADZE	48
III.7.2/ Calcul du réseau	49
III.7.3/ Capacités pour la Modélisation Hydraulique	50
III.7.4/ Formule utilisée	50
III.7.4.1/ Formule de Darcy-Weisbach	50
III.7.5/ Résultat de calcul hydraulique	52
a) Cas de pointe	52
b) Cas de pointe + incendie	57
III.8/ Équipement du réseau de distribution	61
a) Type du matériau de canalisation	61
b) Appareils et accessoires du réseau	61
c) Pièces spéciales de raccordements	62
Conclusion	63

Chapitre IV : Etude des Réservoirs

Introduction	65
IV.1/ Rôle des réservoirs	65
IV.2/ Emplacement des réservoirs	66
IV.3/ Classification des réservoirs	66
IV.4/ Choix du réservoir	67
IV.5/ Equipement du réservoir	67
IV.5.1/ Conduite d'arrivé ou d'adduction	67
a) Par surverse	67
b) Par dessous	68
IV.5.2/ Conduite de départ ou de distribution	69
IV.5.3/ Conduite de trop-plein	69
IV.5.4/ Conduite de décharge ou de vidange	69

IV.5.5/ Conduite by-pass	70
IV.6/ Vidange et remplissage des réservoirs	70
IV.7/ Détermination de la capacité du réservoir	70
IV.7.1/ Principe de calcul	71
IV.8/ Dimensionnement des réservoirs	72
IV.8.1/ le réservoir de distribution	72
IV.8.2/ le réservoir tampon	74
IV.8.3/ Dimensionnement de la bache de la station de pompage (SP)	75
IV.9/ Hygiène et sécurité des réservoirs	76
Conclusion	76

Chapitre V : Etude d'adduction

Introduction	78
V.1/ Types d'adduction	78
V.1.1/ Adduction gravitaire	78
V.1.2/ Adduction par refoulement	78
V.1.3/ Adduction mixte	78
V.2/ Choix du tracé	78
V.3/ Choix des matériaux de canalisation	79
V.4/ Calcul hydraulique	80
V.4.1/ Cas gravitaire	80
V.4.2/ Cas refoulement	81
a) Amortissement annuel	81
b) Frais d'exploitation	81
V.4.2.1/ Calcul des pertes de charge	81
V.4.2.2/ Calcul de la hauteur manométrique totale	82
V.4.2.3/ Puissance absorbée par la pompe :	83
V.4.2.4/ Energie consommée par la pompe	83
V.4.2.5/ Dépense annuelle de l'énergie	83
V.5/ Proposition des variantes	83
a) Variante N°1	83
b) Variante N°2	84

V.5.1/ Choix de la variante du tracé d'adduction	85
V.6/ Détermination des diamètres d'adduction	86
V.6.1/ conduite de refoulement :(la station de pompage vers le réservoir tampon)	86
V.6.2/ Conduite gravitaire : (réservoir tampon vers réservoir de stockage)	88
Conclusion	90

Chapitre VI : Etude de pompage

Introduction	92
VI.1/ Définition d'une pompe	92
VI.2/ Type de pompe	92
VI.3/ Disposition et installation d'une pompe centrifuge	93
VI.4/ Choix du type de la pompe	93
VI.5/ Choix du nombre de pompe	93
VI.6/ Choix de l'emplacement de la station de pompage	93
VI.7/ Couplage des pompes	94
VI.8/ Courbes caractéristiques des pompes	94
VI.9/ Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	94
VI.10/ Point de fonctionnement d'une pompe	94
VI.11/ Modes de réglage	95
VI.11.1/ Débit disponible > Débit appelé	95
VI.11.2/ Débit disponible < Débit appelé	96
VI.12/ Calage des pompes Centrifuges	97
VI.12.1/ Installation en charge	97
VI.12.2/ Installation en aspiration	98
VI.14/ Application à l'adduction de notre agglomération	98
VI.14.1/ la station SP	98
VI.14.2/ Dimensionnement des équipements des pompes	101
VI.14.2.1/ Conduite d'aspiration	101
a) Vérification de la vitesse	101
b) vérification de la condition de non cavitation	101
VI.14.2.2/ Calage des pompes	103
VI.14.2.3/ Equipements en amont	103

VI.14.2.4/ Equipements en aval	103
VI.15/ Génie civil de la station de pompage	104
VI.16/ Equipements auxiliaire	107
VI.16.1/ Système de levage	107
Conclusion	107

Chapitre VII : Protection des conduites contre les phénomènes transitoires

Introduction	109
VII.1/ La Protection des conduites contre le Coup de Béliet (Marteau d'eau)	109
VII.1.1/ définition	109
VII.1.2/ Causes du coup de béliet	109
VII.1.3/ Les risques dus aux coups de béliet	110
VII.1.4/ Interprétation physique du coup de béliet	111
VII.1.5/ Moyen de protection contre le coup de béliet	111
VII.1.6/ Protection de la conduite gravitaire contre le coup de béliet	115
VII.1.7/ Protection de la conduite de refoulement contre le coup de béliet	116
VII.1.7.1/ Principe de fonctionnement du réservoir anti-béliet	116
VII.1.7.2/ Calcul des réservoirs d'air	117
a) Méthode de VIBERT	118
b) Méthode de BERGERON	119
c) Méthode de PEUCH et MEUNIER	119
VII.1.7.3/ Dimensionnement du réservoir d'air	119
Conclusion	121

Chapitre VIII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction	123
VIII.1/ Pose des canalisations	123
VIII.1.1/ Le Principe de pose des canalisations	123
VIII.1.1.1/ Pose dans terrain ordinaire	123
VIII.1.1.2/ Pose en pente	124
a) Cas d'adduction par refoulement	125
b) Cas d'adduction gravitaire	126

VIII.1.1.3/ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement	127
VIII.1.1.4/ Pose des conduites en traversées des routes	127
VIII.1.1.5 Traversée de rivière	128
VIII.1.2/ Utilisation des Butées et verrouillage	128
VIII.1.2.1/ L'utilisation de massifs de butées en béton	128
VIII.2/ appareils et Accessoires	129
VIII.2.1/ Robinets vannes	129
VIII.2.2/ Organes de mesure	132
VIII.2.2.1/ Mesure de débit	132
VIII.2.2.2/ Mesure de pression	132
VIII.2.3/ Les pièces spéciales de raccords	132
VIII.2.4/ Les compteurs	133
VIII.2.5/ Les clapets	133
Conclusion	133

Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction	135
IX.1/ Définition	135
IX.2/ Différents travaux à entreprendre	135
IX.2.1/ Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution	135
IX.2.2/ Travaux concernant la station de pompage	135
IX.2.3/ Travaux concernant les réservoirs	136
IX.3/ Définitions des engins de terrassement utilisés	136
IX.3.1/ Pelle hydraulique	136
IX.3.2/ Chargeur	136
IX.3.3/ Bulldozer	136
IX.3.4/ Compacteur (vibrateur de sol)	137
IX.4/ Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution	137
IX.4.1/ Enlèvement de la couche végétale	137
IX.4.2/ Déblais d'excavation	137
IX.4.3/ La profondeur de la tranchée	138
IX.4.4/ Largueur de la tranchée	138

IX.4.5/ Lit de sable	138
IX.4.6/ Remblais compactés	138
IX.4.7/ Calcul du volume de terre à évacuer	139
IX.4.8/ Devis estimatif des différents travaux	140
IX.5/ Calcul du volume des travaux de la station de pompage	141
IX.5.1/ les volumes	141
IX.6/ Calcul du volume des travaux des réservoirs	144
IX.6.1/ réservoir de stockage	144
IX.6.2/ réservoir tampon	145
IX.6.3/ bache d'eau	146
IX.7/ Devis total du projet	147
IX.8/ Planification des travaux	148
IX.8.1/ Station de pompage	148
IX.8.2/ Réservoirs	148
IX.8.3/ Adduction et le réseau de distribution	149
IX.9/ Protection et sécurité du travail	150
IX.9.1/ Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	150
IX.9.2 Liste des conditions dangereuses	150
IX.9.3/ Liste des actions dangereuses	150
IX.9.4/ Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	151
Conclusion	152

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles de la région de Biskra durant la période 1980 – 2020.	07
Tableau I.2 : Vitesse moyenne mensuelle du vent de la région de Biskra durant la période 1980 – 2020.	07
Tableau I.3 : Humidité moyenne mensuelle de la région de Biskra durant la période 1980 – 2020.	07
Tableau I.4 : Précipitations moyennes mensuelles de la région de Biskra durant la période 1980 – 2020.	07
Tableau I.5 : Les coordonnées des forages du champ de captage EL HZIMA.	08
Tableau I.6 : Evaluation de la population dans le cas de saturation du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.	10
Tableau I.7 : Equipement du secteur d'éducation du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.	10
Tableau I.8 : Equipements du secteur socio-culturel du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.	10
Tableau I.9 : Equipements du secteur commercial du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.	11
Tableau I.10 : Equipements du secteur administratif du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.	11
Tableau I.11 : Equipements du secteur sanitaire du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.	12
Tableau II.1 : consommation domestique moyenne journalière.	15
Tableau II.2 : Les besoins en eau du secteur d'éducation.	15
Tableau II.3 : Les besoins en eau du secteur socio-culturel.	16
Tableau II.4 : Les besoins en eau du secteur commercial.	16
Tableau II.5 : Les besoins en eau du secteur administratif.	17
Tableau II.6 : Les besoins en eau du secteur sanitaire.	18
Tableau II.7 : Récapitulation des besoins en eau de la zone d'étude.	19
Tableau II.8 : majoration de la consommation journalière.	20
Tableau II.9 : calcul du débit maximal journalier.	22
Tableau II.10 : calcul du débit minimal journalier.	22
Tableau II.11 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.	23
Tableau II.12 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.	24
Tableau II.13 : calcul de débit maximal horaire.	25
Tableau II.14 : calcul de débit minimal horaire.	25

Tableau II.15 : régime de consommation du nouveau pôle urbain Zhun ouest	27
Tableau II.16 : récapitulation des besoins en eau du nouveau pôle urbain Zhun ouest	29
Tableau II.17 : comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau	29
Tableau III.1 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)	41, 42, 43,44
Tableau III.2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+ incendie)	44, 45, 46
Tableau III.3 : état des nœuds du réseau cas de pointe	53,54
Tableau III.4 : état des Arcs du réseau cas de pointe	54, 55,56
Tableau III.5 : état des nœuds du réseau cas de pointe + incendie	58,59
Tableau III.6 : état des Arcs du réseau cas de pointe + incendie	59,60,61
Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du réservoir	73
Tableau IV.2 : dimensions du réservoir tampon	76
Tableau IV.3 : dimensions de la bêche de reprise d'une forme rectangulaire	76
Tableau V.1 : Calcul HMT du tronçon (PEHD) (SP-RT)	88
Tableau V.2 : Frais d'amortissement (PEHD) (SP-RT)	88
Tableau V.3 : Frais d'exploitation (PEHD) (SP-RT)	88
Tableau V.4 : Bilan du tronçon (PEHD) (SP-RT)	89
Tableau V.5 : caractéristique du tronçon (PEHD) (SP-RT)	89
Tableau V.6 : caractéristique du tronçon (PEHD) (RT-RS)	91
Tableau VI.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	100
Tableau VI.2 : Caractéristiques d'une pompe choisi pour la station de pompage	101
Tableau VI.3 : Point de fonctionnement des trois pompes	101
Tableau VI.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	102
Tableau VI.5 : Point de fonctionnement des trois pompes après le réglage	103
Tableau VI.6 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance absorbée	104
Tableau VI.7 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	104

Tableau VII.1 : les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier	117
Tableau VII.2 : Calcul du temps de retour de l'onde de déformation	119
Tableau VII.3 : Calcul de la valeur du coup de bélier	119
Tableau VII.4 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction par refoulement	124
Tableau VII.5 : Calcul du volume du réservoir d'air de l'adduction par refoulement	124
Tableau VIII.1 : calcul de la force de glissement cas de refoulement.....	128
Tableau VIII.2 : calcul de la force de glissement cas gravitaire	129
Tableau IX.1 : Calcul des volumes pour l'adduction	142
Tableau IX.2 : Calcul des volumes pour le réseau de distribution	142
Tableau IX.3 : devis estimatif des travaux d'adduction	143
Tableau IX.4 : devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction	143
Tableau IX.5 : devis estimatif des travaux du réseau de distribution	143
Tableau IX.6 : devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites du réseau	144
Tableau IX.7 : récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage	144
Tableau IX.8 : devis estimatif des travaux de la station de pompage	147
Tableau IX.9 : devis estimatif des travaux des réservoirs	150
Tableau IX.10 : Durée des travaux pour les stations de pompage	151
Tableau IX.11 : Durée des travaux pour les réservoirs	152
Tableau IX.12 : Durée des travaux pour l'adduction et le réseau de distribution	152

Liste des figures

Figure I.1 : localisation de la wilaya de Biskra	03
Figure I.2 : carte des limites administratives de la commune de Biskra	04
Figure I.3 : localisation de la zone d'étude par rapport à la ville de Biskra	04
Figure I.4 : localisation des forages du champ de captage d'EL HZIMA	09
Figure II.1 : graphique de consommation du nouveau pôle urbain ZHUN ouest	28
Figure II.2 : courbe intégrale de la consommation du nouveau pôle urbain ZHUN ouest ..	28
Figure III.1 : Simulation sur Epanet cas de pointe	52
Figure III.2 : Simulation sur Epanet cas de pointe + incendie	57
Figure IV.1 : a. Arrivée par surverse, b. Arrivée noyé	68
Figure IV.2 : a. Arrivée par le fond, b. Arrivée par-dessous	68
Figure IV.3 : conduite de départ	69
Figure IV.4 : conduite de vidange et de trop plein	70
Figure V.1 : tracé de la variante 01	85
Figure V.2 : tracé de la variante 02	86
Figure V.3 : Bilan total du tronçon (PEHD) (SP-RT)	89
Figure VI.1 : Graphe représentatif de la détermination du point de fonctionnement	96
Figure VI.2 : point de fonctionnement après optimisation	103
Figure VI.3 : équipements en aval	107

Figure VII.1 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement	120
Figure VII.2 : Diaphragme	121
Figure VII.3 : tuyère	121
Figure VII.4 : clapet à battant percé	122
Figure VIII.1 : pose de canalisation en tranchée	127
Figure VIII.2 : Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement	130
Figure VIII.3 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine	131
Figure VIII.4 : Robinet vanne à opercule	133
Figure VIII.4 : Robinet vanne papillon	134
Figure VIII.5 : a) ventouse, b) fonctionnement de la ventouse	135

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse de la ville plus le réseau projeté.

Planche N°2 : Profil en long d'une conduite principale du réseau (N1-N11).

Planche N°3 : Profil en long de la conduite d'adduction partie refoulement (SP-RT).

Planche N°4 : Profil en long de la conduite d'adduction partie gravitaire (RT-RS).

Planche N°5 : Plan de détails des nœuds du réseau.

Planche N°6 : Plan du réservoir tampon de 500 m³.

Planche N°7 : Plan topographique plus conduite d'adduction.

Nomenclature

A : Frais d'amortissement (DA). $\alpha_{h,i}$: Pourcentage horaire de consommation.

Cp : cote du plan d'eau au réservoir (m). C : célérité d'onde (m/s).

Dot : Dotation journalière en eau potable en (l/hab/j)

D : diamètre du tuyau (m). Dc : diamètre de la cuve (m). D_{ec}: diamètre économique de la conduite (m).

E : énergie consommée par la pompe en (KWh).

e : prix unitaire d'un KWh en DA/KWh.

E_m : module d'Young de la conduite : PEHD : $3,3 \cdot 10^9$ Pa.

E_s : Module de Yong du sol considéré E_s = 2.108 Pascal.

e_m : épaisseur de la conduite (mm).

f : facteur de friction.

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

H : hauteur totale du réservoir (m). H_L = pertes de charges (m).

H_g : la hauteur géométrique (m).

H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m).

h_v : Différence entre la hauteur H'c et la hauteur appelée.

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

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

i : Taux d'annuité 8%.

K_f : Coefficient de fuite.

K_{max,j}: Coefficient d'irrégularité maximum journalière.

K_{min,j}: Coefficient d'irrégularité minimum journalière.

K_{max,h} : Coefficient d'irrégularité maximum horaire.

K_{min,h} : Coefficient d'irrégularité minimum horaire.

K' : Coefficient de perte de charge.

K : Coefficient de compressibilité de l'eau.

L : longueur de la conduite (m).

L_i : longueur du tronçon i (m).

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

L_e : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m).

m : coefficient de rognage.

N : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs.

n : Durée de l'amortissement de la conduite (s).

N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn).

P : puissance de la pompe en (kW). P_{atm} : pression atmosphérique.

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en (m^3/j)

$Q_{moy,j,maj}$: Débit moyen journalier majoré.

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3 /j).

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3 /j).

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en (m^3 /h).

$Q_{max,h}$: Débit maximal horaire (m^3 /h).

$Q_{min,h}$: Débit minimal horaire (m^3 /h).

$Q_{h,i}$: Débit à l'heure i en (m^3 /h).

Q_r : débit route global (l/s).

Q_{cons} : débit de consommation (l/s).

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s).

Q_{nd} : débit au nœud (l/s).

Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé (m^3/h).

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

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

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

T : temps totaux de la fermeture de la vanne.

T_f : temps de fonctionnement de la station de pompage.

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

T_v : Tension de vapeur sature.

T_r : temps de retour de l'onde de déformation (s).

V : la vitesse d'écoulement. (m/s)

V_r : capacité résiduelle (m^3),

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie.

V_r : volume de régulation.

$V_{\text{b\^a}che}$: volume de la b\^a che (m³).

V_a : vitesse d'aspiration.

λ : coefficient de frottement

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

ΔH_L : perte de charge lin\^e aire totale (m).

ΔH_p^{lin} : perte de charge lin\^e aire (m).

ΔH_a : pertes de charge \^a l'aspiration (m).

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m).

η : rendement de la pompe en (%)

ρ : masse volumique de l'eau 1000 (kg/m³).

Abr\^e viation :

AEP : Alimentation en Eau Potable.

Zhun : Zone d'Habitat Urbain Nouvelle.

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est une ressource naturelle limitée, nécessaire à la vie et aux systèmes écologiques, et essentielle pour le développement économique et social.

En Algérie, Les quantités d'eau sont pour l'instant peu suffisantes grâce à la mobilisation des eaux de surfaces, des eaux souterraines et même des eaux non conventionnelles, mais il est plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement de ce dernier en lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le sujet de notre mémoire de fin d'études, il s'agit de l'étude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain ZHUN OUEST de la commune de BISKRA (Wilaya de BISKRA) dans le but de répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude.

Les ressources en eaux existantes dans la commune de BISKRA ne sont pas suffisantes pour alimenter cette nouvelle agglomération. A cet effet, les autorités concernées (DRE Biskra) ont réalisé dix nouveaux forages à la commune d'EL-OUTAYA destinés à l'exploitation pour satisfaire les besoins en eaux de cette ville. Notre étude consiste l'adduction des eaux, le dimensionnement des ouvrages de stockage et ainsi le réseau distribution.

Les différentes étapes de ce travail sont articulées de la manière suivante : la présentation de la zone d'étude, l'estimation des besoins en eau potable, la conception et dimensionnement du réseau de distribution, l'étude des réservoirs, l'étude d'adduction, l'étude de pompage, la protection des conduites contre les phénomènes transitoires, pose de canalisation et accessoires et l'organisation de chantier.

L'étude est couronnée par une conclusion générale dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, hydrologique, climatique, hydraulique, sismique et démographique ; et cela nous permet de mener à bien notre travail.

I.1/ Situation géographique :

Biskra est une commune du nord-est du Sahara algérien, chef-lieu de la wilaya de Biskra, elle est de superficie de 127.55 km², située à 420 km environ au sud-est d'Alger ,Le nouveau pôle urbain (ZHUN) de la Ville de Biskra, est situé au nord-ouest du chef-lieu de la commune de Biskra.

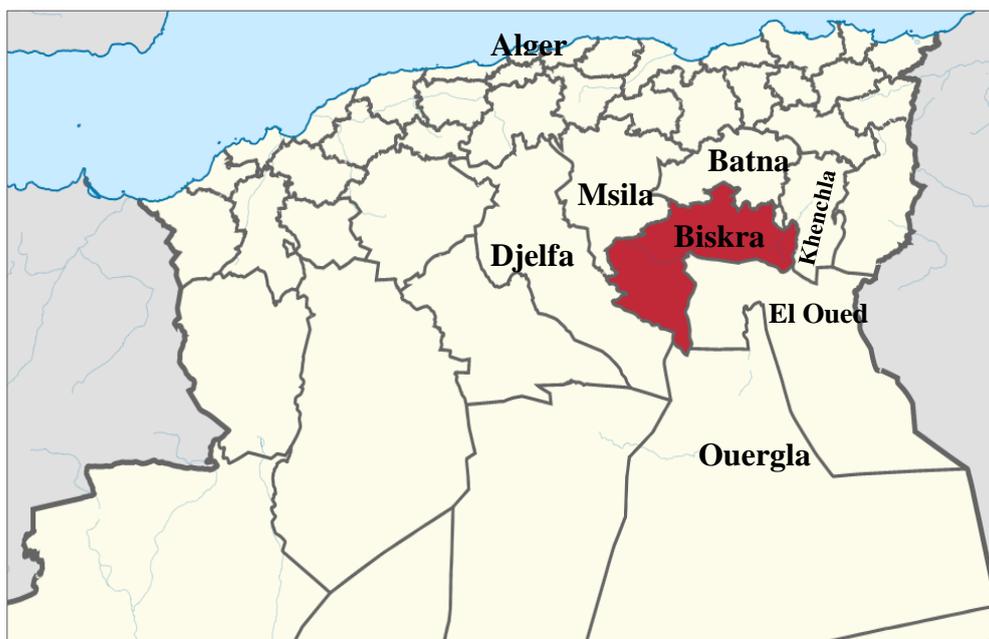


Figure I.1 : localisation de la wilaya de Biskra.

I.2/ Situation topographique :

La topographie joue un rôle important dans la conception du système d'alimentation en eau potable. En effet le schéma d'alimentation peut varier d'un relief à un autre, suivant que le terrain est plat ou accidenté.

D'après l'ANAT 2003 la région de BISKRA constitue la transition entre les domaines atlasiques plissés du Nord et les étendues plates et désertiques du Sahara au Sud, le territoire de la wilaya peut être devisé en quatre grandes entités topographiques, à savoir :

- Zone Montagneuse : située au nord (El kantara, Djamoura, M'chounche) et dont le point culminant apparaît dans le Djebel Takyiout (1942m).
- Zone des plateaux : située à l'ouest et s'étend du nord au sud et englobe les daïras de Ouled Djallal, Sidi khaled et une partie de Tolga.
- Zone des plaines : s'étend sur l'axe Eloutaya- Sidi okba- Zeribet El Oued et Doucen.
- Zone des dépressions : située dans la partie sud-est de la région de Biskra (Chatt-Melghir).

La ville de Biskra s'inscrit dans la zone des plaines, elle est située à une altitude de 120 m au-dessus du niveau de la mer, elle est au pied du col de Sfa dans les Monts du Zab, à seulement 7 km au nord de la ville et les pentes sont moyennement faible varie de 0 – 0.05 m/m dans les zones plaines et moyennement forte de 0.01 – 0.19 m/m dans les zones montagneuses.

I.3/ Situation pédologique :

L'étude morfo analytique des sols de la région de Biskra montre l'existence de plusieurs types de sols.

Les sols de la wilaya de Biskra présentent les caractéristiques suivantes :

- Les régions Sud, sont surtout caractérisées par les accumulations salées, gypseuses et calcaires.
- Les régions Est, sont définies par les sols alluvionnaires et les sols argileux fertiles.
- Les zones du Nord (ou zones de montagne) sont le siège de la formation des sols peu-évolués et peu fertiles. [2]

Le sol de notre zone d'étude sont peu-évolués et peu fertiles.

I.4/ Situation hydrogéologique :

Les études géologiques (Cornet, 1964 ; Busson, 1971 ; Eress, 1972 et Fabre, 1974) et hydrogéologiques ont permis de mettre en évidence l'existence de plusieurs réservoirs aquifères d'importance bien distincte par leur constitution lithologique, leur structure géologique et les facilités

d'exploitation qu'ils présentent. Ces aquifères appartiennent au Quaternaire, au Mio-Pliocène, à l'Eocène inférieur et le Sénonien supérieur (Maestrichtien) et à l'Albien.

Dans la région de Biskra, il a été dénombré 4 types de nappes phréatiques :

a) La nappe phréatique du quaternaire

Elle est connue au niveau des palmeraies de Tolga et se localise souvent sur des accumulations alluvionnaires. On classe dans cette catégorie, la nappe de l'oued de Biskra et celle de l'oued Djedi. Elles doivent leur alimentation normalement à partir des précipitations et des eaux d'irrigation. La plupart des eaux de cette nappe sont salées ou très salées (Khechai, 2001).

b) La nappe profonde

Cette nappe souvent appelée albiennaise, elle est caractérisée par une température très élevée. Elle est rarement exploitée, sauf à Ouled Djellal ou Sidi Khaled où les formations gréseuses de l'albien ou de barrémien sont touchées à une profondeur de 1500 à 2500 mètres (Khechai, 2001).

c) La nappe calcaire

Cette nappe est localisée dans la totalité de la région de Biskra. Elle est plus exploitée qu'à l'Est de Biskra à cause des faibles profondeurs relatives de captage. A l'ouest, la profondeur de 150 à plus de 200 m alors qu'à l'est, la profondeur dépasse les 400 m (Mimeche, 1999). L'alimentation de cette nappe se fait par deux zones d'affleurement de l'éocène inférieur, la première à l'ouest de Daoucen et Ouled Djellal, la seconde au nord de Tolga, entre Foughala et Bouchegroune et les versants de la plaine de l'Outaya. Cette nappe subit une baisse de niveau piézométrique suite à la surexploitation (Khechai, 2001).

d) La nappe du Miopliocène

Cette nappe a une extension considérable. Elle est capturée par de nombreux forages dans les plaines. Son épaisseur reste faible sur les piémonts et augmente au milieu de la plaine. Son alimentation est assurée par les pluies exceptionnelles dans les zones d'affleurements les exutoires sont constitués par les sources (telle la source de Sebaa Mgataa) et par les vastes zones d'évaporation.

Finalement, l'écoulement de cette nappe se fait du nord-ouest vers le sud-est pour déboucher au chott Melghigh (Khechai, 2001).

I.5/ Situation climatologique :

Le climat de Biskra est un climat saharien semi-aride et la plupart du temps très clair, caractérisé par un été chaud et sec, un hiver agréablement froid, dont les données climatologiques de la station de Biskra 605250 (DAUB); Latitude 34° 80' 00" N, Longitude 05° 73' 00" E , Altitude 87m sont dans les tableaux suivants :

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles de la région de Biskra durant la période 1980 – 2020.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	M-A
Température maximale(C°)	16.9	19.2	23.4	26.1	31.3	37.6	40.9	40.4	34.7	28.2	22.1	18.5	28.28
Température minimale (C°)	6.1	7.9	11.7	16.5	20.2	26.6	28.1	27.9	25.3	18.1	11.4	7.2	17.4
Température moyenne (C°)	11.5	13.6	17.6	21.3	25.8	32.5	34.5	34.2	30	23.2	16.8	12.9	22.84

M-A : moyenne annuelle

Source : Météo climat Bzh.

Tableau I.2 : Vitesse moyenne mensuelle du vent de la région de Biskra durant la période 1980 – 2020.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	M-A
Vitesse du vent (m/s)	4.2	4.4	5	5.4	5.2	4.3	3.8	3.6	3.9	3.7	4.3	4.2	4.33

M-A : moyenne annuelle

Source : Météo climat Bzh.

Tableau I.3 : Humidité moyenne mensuelle de la région de Biskra durant la période 1980 – 2020.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	M-A
Humidité (%)	57.2	48.4	41	38.3	32.7	27.3	25.2	28.2	40.7	46.7	53.9	59.3	41.58

M-A : moyenne annuelle

Source : Météo climat Bzh.

Tableau I.4 : Précipitations moyennes mensuelles de la région de Biskra durant la période 1980 – 2020.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
Précipitation (mm)	17.4	10.2	13.6	13.1	11.1	5.1	1.7	5.7	10.4	11.3	20.1	9.1	128.8

Source : Météo climat Bzh.

I.6/ Situation hydraulique :

Le nouveau pôle urbain ZHUN de la ville de Biskra va être alimenté à partir du nouveau champ de captage EL HZIMA commune d'Eloutaya qui contient dix forages débitent 25 l/s de qualité d'eau potable (source : DRE Biskra), En effet, à partir de ce nouveau champ captant EL HZIMA le système du transfert d'eau prend départ vers en premier temps une station de pompage puis un refoulement vers un ouvrage qui joue le rôle d'un relai puis un ouvrage de stockage dont la capacité sera déterminée dans le cadre d'étude.

- CHAMP DE CAPTAGE D'EL HZIMA COMMUNE D'ELOUTAYA

Tableau I.5 : Les coordonnées des forages du champ de captage EL HZIMA.

Forages	Les coordonnées UTM	
	Longitude	Latitude
01	742 941 E	3 868038 N
02	743 318 E	3 867576 N
03	743 780 E	3 867791N
04	742631 E	3 865850 N
05	741814 E	3 865310 N
06	741385 E	3 864875 N
07	740860 E	3 864244 N
08	740405E	3 863780 N
09	740003E	3 863317 N
10	739295 E	3 862889 N

Source : DRE Biskra

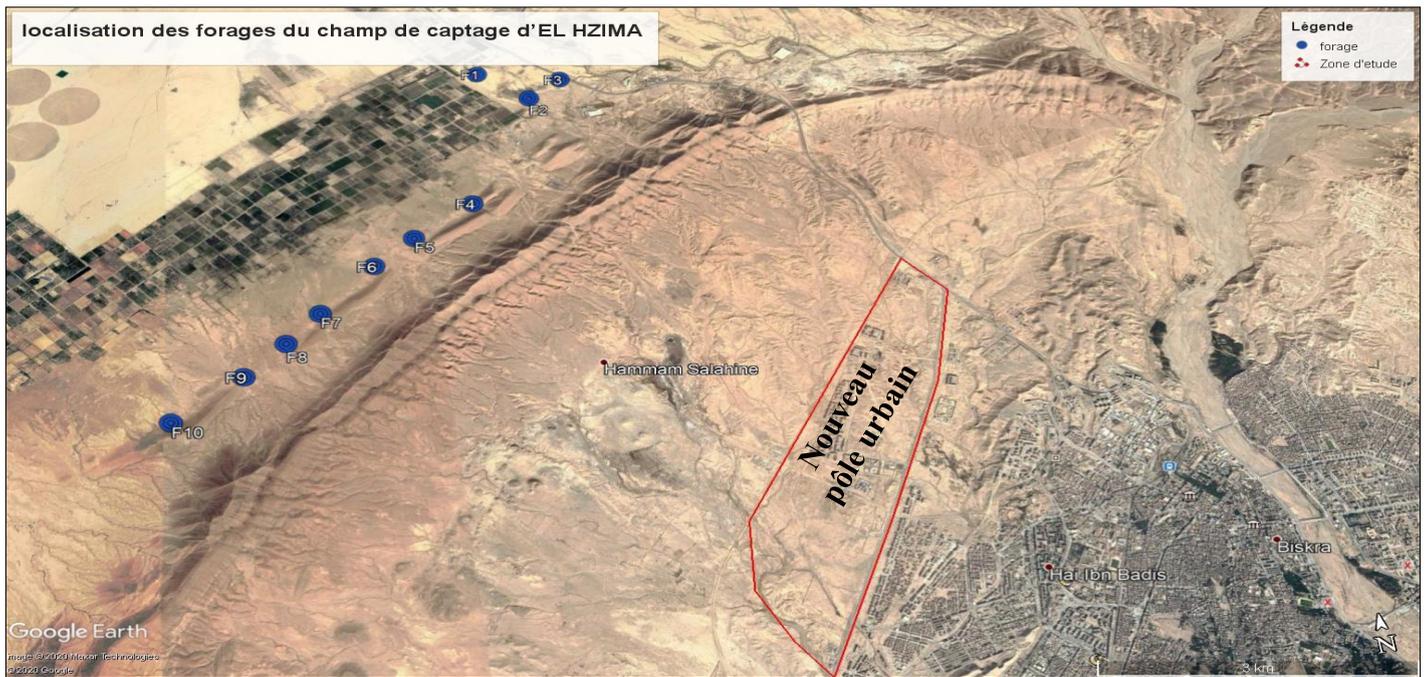


Figure I.4 : localisation des forages du champ de captage d'EL HZIMA [1]

I.7/ Situation sismique :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

La wilaya de Biskra se trouve dans la Zone I c'est-à-dire une zone à sismicité faible.

I.8/ Situation démographique :

Le nouveau pôle urbain ZHUN ouest de la commune de Biskra sera constitué par plusieurs logements et plusieurs équipements publics donc l'évaluation de la population est calculée selon les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau I.6 : Evaluation de la population dans le cas de saturation du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.

Agglomération	Nombre de logement	Nombre de personne par logement	Nombre total des futurs habitants
Nouveau pôle urbain ZUHN ouest	8333	6	50000

Source : DRE Biskra

Tableau I.7 : Equipement du secteur d'éducation du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.

secteur	Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'unité
Education	Crèche	2	Enfant	200
	Ecole	5	Elève	1500
	CEM	3	Elève	2500
	Lycée	2	Elève	3000
	CFPA	1	Elève	1000
	Bibliothèque	1	Lecteur	1000

Source : DRE Biskra

Tableau I.8 : Equipements du secteur socio-culturel du nouveau pôle urbain ZHUN ouest.

Secteur	Equipements	Nombre	Unité	Nombre d'unité
Socio-culturel	Mosquée	3	Fidèles	10000
	Centre culturel	1	personne	330
	Complexe touristique	3	Touriste	3000
	Salle des fêtes	3	Personne	1500
	Hôtel	1	Lit	70
	Motel	1	Lit	100
	Complexe sportif	3	Athlète	1000

Source : DRE Biskra

Tableau I.9 : Equipements du secteur commercial du nouveau pôle urbain ZHUN ouest

Secteur	Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'unité
Commercial	Centre commercial	3	M ²	3000

Source : DRE Biskra

Tableau I.10 : Equipements du secteur administratif du nouveau pôle urbain ZHUN ouest

Secteur	Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'unité
Administratif	Gendarmerie	1	Gendarme	200
	Musée	1	Visiteur	1000
	Maison de jeunes	1	Personne	300
	Sonal gaz	1	Employé	200
	Sonal gaz (EGRTE)	1	Employé	200
	ANRH	1	Employé	200
	Agence de CAJEX	1	Employé	200
	BET URBA	1	Employé	200
	Centre d'étude URBASE	1	Employé	200
	ONA	1	Employé	200
	Trésor	1	Employé	100
	Chambre de commerce (CCI)	1	Employé	100
	ANSEJ	1	Employé	100
	Groupement administratif CILAS	2	Employé	500

Source : DRE Biskra

Tableau I.11 : Equipements du secteur sanitaire du nouveau pôle urbain ZHUN ouest

Secteur	Equipement	nombre	Unité	Nombre d'unité
Sanitaire	Centre de santé	3	Patient	1500
	Clinique privé de diabétique	1	Patient	500
	Clinique ophtalmologie	1	Patient	500
	Clinique de rééducation	1	Patient	500
	Clinique de cardiologie	1	Patient	500
	Clinique de cancer	1	Patient	500
	Clinique d'urologie et maladie reproductives	1	Patient	500
	polyclinique	1	Patient	1000

Source : DRE Biskra

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter notre zone d'étude, connaître la topographie, le climat, la situation géologique, hydrogéologique, hydraulique, sismique et démographique, Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est l'étude de système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain ZHUN ouest de la commune de Biskra afin de satisfaire les besoins de la nouvelle agglomération.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixe pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.1/ Dotation :

Il est à noter que l'OMS a adopté une valeur de 40 l/habitant/jour pour assurer l'alimentation de petites agglomérations des pays en voie de développement. Cette estimation prévoit toutefois une marge de 50% pour le gaspillage inévitable quand il y a une certaine distance entre le point d'eau et le domicile du consommateur.

En se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour est répartie comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab : 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab : 300 à 350 l/j/hab.

Notre zone d'étude est du type urbain qui aura une population de 50000 habitants dans le cas de saturation, par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière se situe entre 200 à 300 l/j/hab on prend 200 l/j/hab dans notre cas.

II.2/ Evaluation de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, pour répondre à toutes les sortes de consommation. Pour le calcul des besoins moyens journaliers on utilise la formule suivante :

$$Q_{\text{moy, j}} = \frac{\text{Dot} \times N}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.1})$$

D'où :

- ✓ $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- ✓ Dot : Dotation journalière en eau potable en (l/hab/j) ;
- ✓ N : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs.

II.2.1/ Estimation des besoins domestiques :

Les besoins en eau de la population sont donnés dans le tableau (II.1) ci-après :

Tableau II.1 : consommation domestique moyenne journalière.

Population dans le cas de saturation	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)
50000	200	10000

II.2.2/ Estimation des besoins du secteur d'éducation :

Tableau II.2 : Les besoins en eau du secteur d'éducation.

Secteur	Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)
Education	Crèche	2	Enfant	200	10	2
	Ecole	5	Elève	1500	10	15
	CEM	3	Elève	2500	10	25
	Lycée	2	Elève	3000	10	30
	CFPA	1	Elève	1000	10	10
	Bibliothèque	1	Lecteur	1000	10	10
Total						92

II.2.3/ Estimation des besoins du secteur socio-culturel :**Tableau II.3 :** Les besoins en eau du secteur socio-culturel.

Secteur	Equipements	Nombre	Unité	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	$Q_{moy,j} (m^3/j)$
Socio-culturel	Mosquée	3	Fidèles	10000	10	100
	Centre culturel	1	Personne	250	20	5
	Complexe touristique	3	Touriste	3000	10	30
	Salle des fêtes	3	Personne	1500	10	15
	Hôtel	1	Lit	70	150	10.5
	Motel	1	Lit	100	20	2
	Complexe sportif	3	Athlète	1000	30	30
	total					192.5

II.2.4/ Estimation des besoins du secteur commercial :**Tableau II.4 :** Les besoins en eau du secteur commercial.

Secteur	Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	$Q_{moy,j} (m^3/j)$
Commercial	Centre commercial	3	M ²	3000	5	15
	total					15

II.2.5/ Estimation des besoins du secteur administratif :**Tableau II.5 :** Les besoins en eau du secteur administratif.

Secteur	Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	$Q_{moy,j} (m^3/j)$
Administratif	Gendarmerie	1	Gendarme	200	25	5
	Musée	1	Visiteur	1000	3	3
	Maison de jeunes	1	Personne	300	10	3
	Sonal gaz	1	Employé	200	15	3
	Sonal gaz (EGRTE)	1	Employé	200	15	3
	ANRH	1	Employé	200	15	3
	Agence de CAJEX	1	Employé	200	15	3
	BET URBA	1	Employé	200	15	3
	Centre d'étude URBASE	1	Employé	200	15	3
	ONA	1	Employé	200	15	3
	Trésor	1	Employé	100	15	1.5
	Chambre de commerce (CCI)	1	Employé	100	15	1.5
	ANSEJ	1	Employé	100	15	1.5
	Groupement administratif CILAS	2	Employé	500	15	7.5
total						44

II.2.6/ Estimation des besoins du secteur sanitaire :**Tableau II.6 :** Les besoins en eau du secteur sanitaire.

Secteur	Equipement	nombre	Unité	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	$Q_{moy,j} (m^3/j)$
Sanitaire	Centre de santé	3	Patient	1500	20	30
	Clinique privé de diabétique	1	Patient	500	20	10
	Clinique ophtalmologie	1	Patient	500	20	10
	Clinique de rééducation	1	Patient	500	20	10
	Clinique de cardiologie	1	Patient	500	20	10
	Clinique de cancer	1	Patient	500	20	10
	Clinique d'urologie et maladie reproductives	1	Patient	500	20	10
	polyclinique	1	Patient	1000	20	20
total						110

II.2.7/ Récapitulation des besoins en eau de la zone d'étude :**Tableau II.7 :** Récapitulation des besoins en eau de la zone d'étude.

Type de Consommateur	Consommation moyenne journalière m ³ /j
Domestique	10000
Secteur d'éducation	92
Secteur socio-culturel	192.5
Secteur commercial	15
Secteur administratif	44
Secteur sanitaire	110
Total	10453.5

II.3/ débit des fuites et gaspillages :

Les pertes sont dues à un manque d'étanchéité au niveau des joints des canalisations favorisant ainsi les fuites d'eau dans le réseau, mais aussi à des conduites défectueuses du réseau d'alimentation en eau potable. Toutefois, les pertes dans les résidences, dues à un usage abusif ou à une installation intérieure défectueuse, ne sont pas comptabilisées dans les pertes mais plutôt dans la consommation domestique. Les pertes sont difficiles à déterminer de façon précise.

L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau varient suivant le type de canalisation, leur vétusté, la nature de terrain et la qualité de l'entretien.

Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter que :

- Dans un réseau de distribution bien entretenu, les pertes atteignent les 25 % de la consommation moyenne journalière.
- Dans un réseau de distribution moyennement entretenu, les pertes sont comprises entre 25 % et 35% de la consommation moyenne journalière
- Dans un réseau de distribution mal entretenu, les pertes peuvent dépasser les 50 % de la consommation moyenne journalière.

Pour compenser ces fuites, on effectue une majoration de 20%. Ce qui donne un coefficient de fuite $K_f = 1,2$

$$Q_{\text{moy,j,maj}} = K_f \times Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{moy,j,maj}}$: Débit moyen journalier majoré.
- ✓ $Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j).
- ✓ K_f : Coefficient de fuite.

Les besoins en eau majoré de la zone d'étude sont représentés dans le tableau (II.7) ci-après :

Tableau II.8 : majoration de la consommation journalière.

$Q_{\text{moy,j}} (\text{m}^3/\text{j})$	K_f	$Q_{\text{moy,j,maj}} (\text{m}^3/\text{j})$
10453.5	1.2	12544.2

II.4/ Variation de la consommation :

La demande en eau dans un système d'alimentation en eau potable varie selon l'année, la saison, la journée et même d'une heure à l'autre au cours de la même journée. Cette demande dépend étroitement du niveau de vie qui évolue sans cesse, des conditions météorologiques variables avec la saison et même avec la journée, et de l'heure de la journée à laquelle elle se manifeste [3]. Ainsi la consommation en eau potable des populations varie de façon importante ; elle est très influencée par le type du dispositif d'alimentation en eau, la disponibilité de la pression, les habitudes culturelles, les normes et les modes de vie, l'utilisation qui est faite de l'eau, ainsi que son coût et sa qualité. [4]

II.4.1/ Variation journalière de la consommation :

L'étalement de la consommation est plus sensible dans les grandes agglomérations, les pointes ou les pics de consommation se situent normalement au début et en fin de journée. Cette variation est fonction du jour de la semaine.

Dans l'année, il existe une journée la plus chargée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée la moins chargée où la consommation est minimale.

Par rapport au débit moyen journalier, on peut déterminer un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation ($Q_{moy,j}$). Ce rapport est appelé le coefficient d'irrégularité journalière maximum et est noté par $K_{Max,j}$.

De même, il existe un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne ; ce rapport est le coefficient d'irrégularité minimum journalière $K_{Min,j}$.

a/ Coefficient d'irrégularité maximum journalière

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j,maj} \quad (II.3)$$

Où :

- ✓ $Q_{moy,j,maj}$: Débit moyen journalier majoré en (m^3 / j).
- ✓ $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3 / j).
- ✓ $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière.

Le coefficient d'irrégularité maximum journalière varie entre 1.1 et 1.3 Pour notre cas, on prendra la valeur maximale : $K_{max,j} = 1.3$ pour avoir une estimation maximale.

b/ Coefficient d'irrégularité minimum journalière

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j,maj} \quad (II.4)$$

Où :

- ✓ $Q_{moy,j,maj}$: Débit moyen journalier majoré en (m^3 / j).
- ✓ $Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3 / j).
- ✓ $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalière.

Le coefficient d'irrégularité minimum journalière varie entre 0,7 et 0,9 Pour notre cas, on prendra la valeur moyenne : $K_{min,j} = 0.8$

II.4.2/ Détermination des débits journaliers :**II.4.2.1/ Débit maximal journalier :**

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit de la journée de l'année où la consommation atteint un seuil maximal par rapport au débit moyen établi. Sa détermination nous permet de procéder au dimensionnement : des conduites d'adduction, de la station de pompage, du réservoir de stockage. Ce dernier est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j,\text{maj}} \quad (\text{II.5})$$

Où :

- ✓ $Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$: Débit moyen journalier majoré en (m³ /j).
- ✓ $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m³ /j).
- ✓ $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière.

Tableau II.9 : calcul du débit maximal journalier.

$Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$ (m ³ /j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)
12544.2	1.3	16307.46

II.4.2.2/ Débit minimal journalier :

Le débit minimal journalier est défini comme étant le débit de la journée de l'année où la consommation atteint un seuil minimal par rapport au débit moyen établi. Ce dernier est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j,\text{maj}} \quad (\text{II.6})$$

Où :

- ✓ $Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$: Débit moyen journalier majoré en (m³ /j).
- ✓ $Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m³ /j).
- ✓ $K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalière.

Tableau II.10 : calcul du débit minimal journalier.

$Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$ (m ³ /j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)
12544.2	0.8	10035.36

II.4.3/ Variation horaire de la consommation :

Ce volet permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner, de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux et de déterminer la consommation maximale et minimale horaires, en introduisant le coefficient d'irrégularité horaire.

a/ Coefficient d'irrégularité maximum horaire :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (\text{II.7})$$

- ✓ 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 ci-dessous résume les valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Tableau II.11 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	≥ 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\max} = 1.15$ d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.15$$

$$\boxed{K_{\max,h} = 1.5}$$

b/ Coefficient d'irrégularité minimum horaire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (\text{II.8})$$

- ✓ 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 ci-dessous résume les valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

Tableau II.12 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	≥ 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0.6$ d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0.5 \cdot 0.6$$

$$K_{\min,h} = 0.3$$

II.4.4/ Détermination des débits horaires :

II.4.4.1/ Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est utilisé généralement pour le dimensionnement des prises d'eau, de la première station de pompage pour les réseaux d'alimentation en eau potable, des stations de traitement et des conduites de distribution d'eau. Sa valeur est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \quad (\text{II.9})$$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{moy,h}}$: Débit moyen horaire en (m³ /h).
- ✓ $Q_{\text{max,j}}$: débit maximal journalier (m³ /j).

$$Q_{\text{moy,h}} = 16307.46 / 24$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 679.48 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.4.4.2/ Débit maximal horaire :

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

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.10})$$

Avec :

- ✓ $Q_{\max,h}$: Débit maximal horaire (m³ /h).
- ✓ $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire en (m³ /h).
- ✓ $K_{\max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximum horaire.

Tableau II.13 : calcul de débit maximal horaire.

$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)
679.48	1.5	1019.22

II.4.4.3/ Débit minimal horaire :

C'est la consommation minimale atteinte durant la consommation journalière, elle est déterminée par la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

- ✓ $Q_{\min,h}$: Débit minimal horaire (m³ /h).
- ✓ $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire en (m³ /h).
- ✓ $K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimum horaire.

Tableau II.14 : calcul de débit minimal horaire.

$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$ (m ³ /h)
679.48	0.3	203.84

II.5/ Evaluation de la consommation horaire :

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 1)

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition dans la colonne qui concerne les (entre 10001 et 50000 hab.), Puisque le nombre d'habitants au cas de saturation sera 50000 habitants.

II.5.1/ Répartition du débit horaire :

Le débit horaire représente la consommation de l'agglomération durant les différentes heures de la journée, en fonction du coefficient de majoration des débits, ce dernier est déterminé comme suit :

$$Q_{h,i} = \alpha_{h,i} \times Q_{\max ,j} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

- ✓ $Q_{h,i}$: Débit à l'heure i en (m³ /h).
- ✓ $\alpha_{h,i}$: Pourcentage horaire de consommation.

Sachant que notre débit maximal journalier est de **16307.46** m³ /j, les résultats de calcul horaire sont représentés dans le tableau (II.13) ci-dessous :

Tableau II.15 : régime de consommation du nouveau pôle urbain Zhun ouest.

heures	$\alpha_{h,i}$ (%)	$Q_{h,i}$ (m ³ /h)	$\alpha_{h,i}$ cumulé (%)	$Q_{h,i}$ cumulé (m ³ /h)	Observation
0-1	1.5	244.61	1.5	244.61	Q_{h,i,min}
1-2	1.5	244.61	3	489.22	Q_{h,i,min}
2-3	1.5	244.61	4.5	733.83	Q_{h,i,min}
3-4	1.5	244.61	6	978.44	Q_{h,i,min}
4-5	2.5	407.69	8.5	1386.13	
5-6	3.5	570.76	12	1956.89	
6-7	4.5	733.84	16.5	2690.73	
7-8	5.5	896.91	22	3587.64	
8-9	6.25	1019.22	28.25	4606.86	Q_{h,i,max}
9-10	6.25	1019.22	34.5	5626.08	Q_{h,i,max}
10-11	6.25	1019.22	40.75	6645.30	Q_{h,i,max}
11-12	6.25	1019.22	47	7664.52	Q_{h,i,max}
12-13	5	815.37	52	8479.89	
13-14	5	815.37	57	9295.26	
14-15	5.5	896.91	62.5	10192.17	
15-16	6	978.45	68.5	11170.62	
16-17	6	978.45	74.5	12149.07	
17-18	5.5	896.91	80	13045.98	
18-19	5	815.37	85	13861.35	
19-20	4.5	733.84	89.5	14595.19	
20-21	4	652.3	93.5	15247.49	
21-22	3	489.22	96.5	15736.71	
22-23	2	326.15	98.5	16062.86	
23-24	1.5	244.61	100	16307.46	Q_{h,i,min}

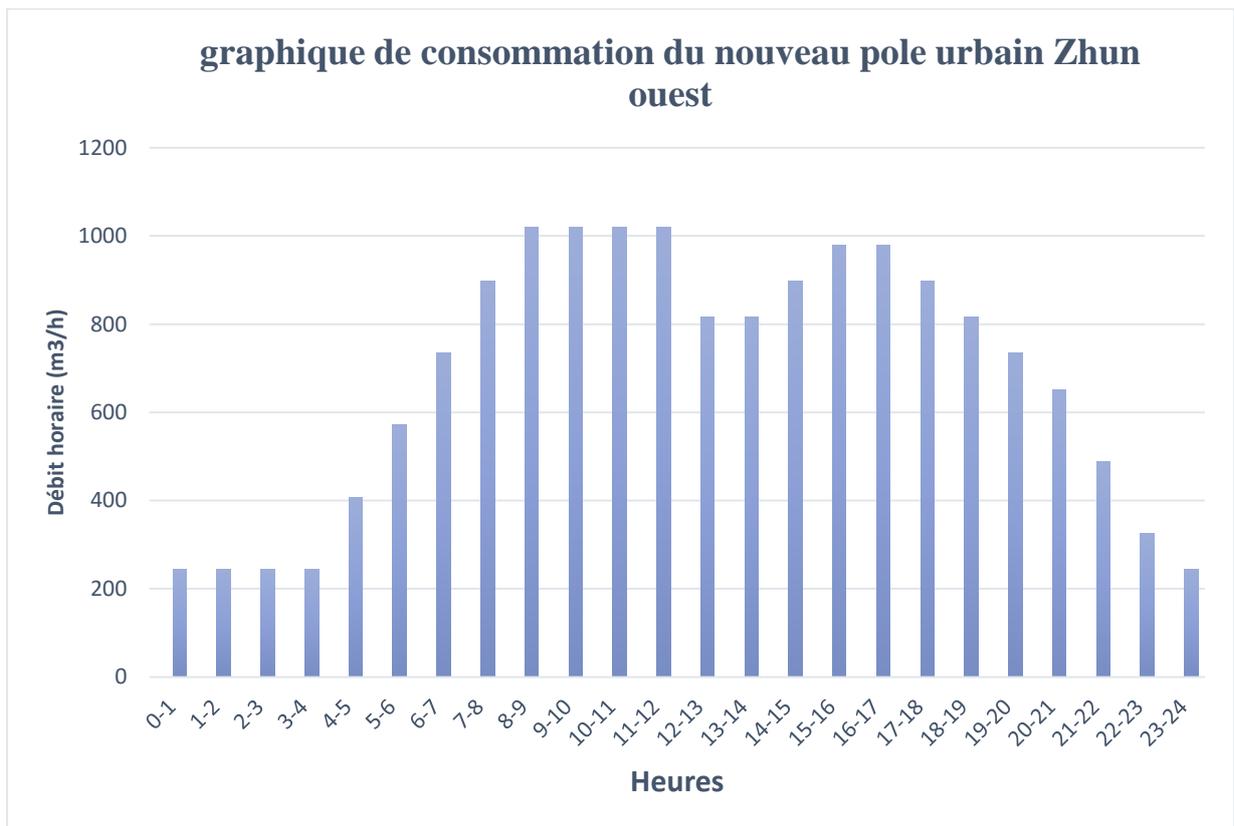


Figure II.1 : graphique de consommation du nouveau pôle urbain ZHUN ouest

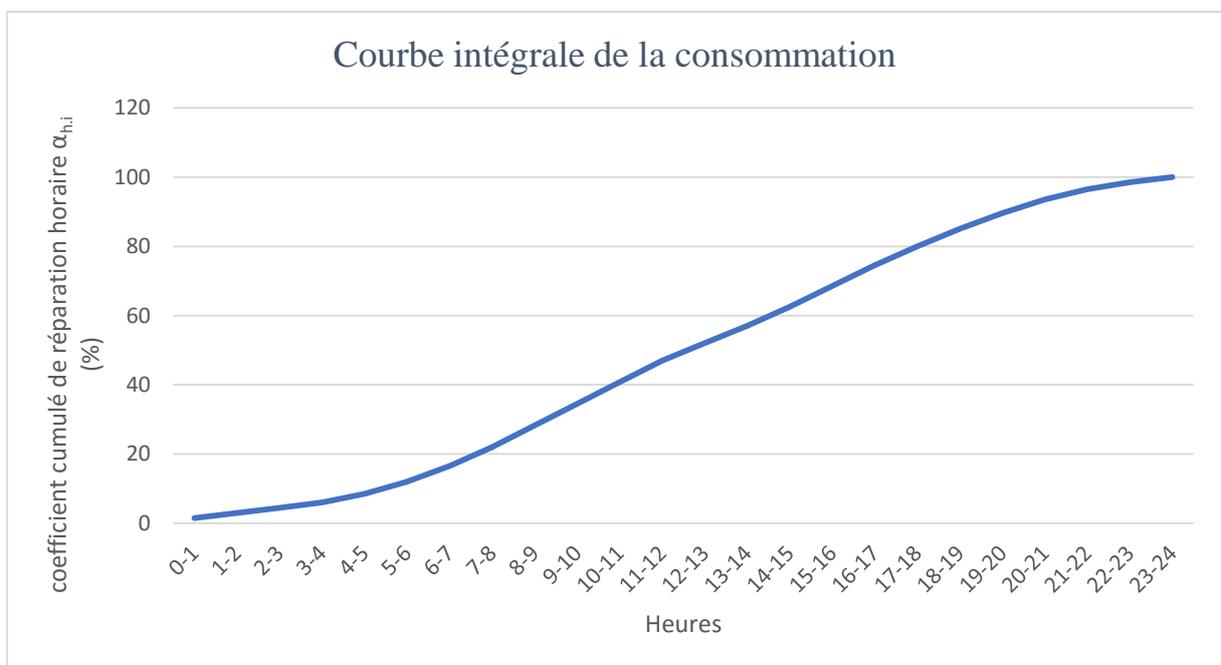


Figure II.2 : courbe intégrale de la consommation du nouveau pôle urbain ZHUN ouest

Tableau II.16 : récapitulation des besoins en eau du nouveau pôle urbain Zhun ouest.

Débit moyen journalier majoré en m ³ /j	12544.2
Débit maximal journalier en m ³ /j	16307.46
Débit minimal journalier en m ³ /j	10035.36
Débit moyen horaire en m ³ /h	679.48
Débit maximal horaire en m ³ /h	1019.22
Débit minimal horaire en m ³ /h	203.84
Heures de pointe	08h - 12h
Heure de faible consommation	23h – 04 h

II.6/ Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau :

Dans le but de connaître si notre débit des ressources existantes 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 (I), la ville dispose des ressources (dix forages) donnant un débit actuel total de 250 l/s qui est équivalent à 18000 m³/j pour 20 heures de pompage, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant lors de saturation du nouveau pôle urbain. Après la comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins on observe un excès égal à 1692.54 m³/j : voir (tableau II.15)

Tableau II.17 : comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau.

Débit des ressources actuelles (m³/j)	Besoins maximal à l'horizon saturation de la ville (m³/j)	Excès (m³/j)
18000	16307.46	1692.54

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum)

Ainsi on peut constater que les ressources existantes peuvent satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville.

Chapitre III

Conception et dimensionnement du réseau de distribution

Introduction :

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

III.1/ Définition et aspect descriptif :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchaînement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur ce dernier. Les réseaux de distribution sont constitués par :

III.1.1/ Les conduites :

Une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- Une longueur donnée L .
- Un diamètre D .
- Un coefficient de rugosité ε traduisant la perte de charge
- Un sens d'écoulement.
- Un état : ouvert, fermé.

III.1.2/ Les nœuds :

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

- **Les nœuds à débit fixe :** Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée.
- **Les nœuds à charge fixe :** ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique est connue. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

III.2/ Classification du réseau de distribution :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

III.2.1/ Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :

a) réseau unique :

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

b) réseau en zones étagées :

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, on provoque de fortes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir et, par conséquent les normes de pressions ne seront pas respectées.

En effet, on doit réduire la pression en installant des réservoirs intermédiaires, alimentés par le premier. Ces réservoirs permettent de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression

III.2.2/ Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :

a) Les réseaux ramifiés :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

b) Les réseaux maillés :

Ce type de réseau est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière à décrire des boucles fermées. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés.

Contrairement aux réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduisent les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car ils assurent une distribution en retour en cas d'avarie.

c) Les réseaux combinés :

C'est la combinaison entre les deux réseaux maillés et ramifiés, en réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus de ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

Remarque : Dans le but d'une étude purement technico-économique, pour meilleure exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau dans une zone de pente faible et purement urbaine, nous avons opté pour un réseau unique maillés vu les avantages qu'il présente :

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

III.4/ Conception du réseau de distribution :**III.4.1/ Principe de tracé d'un réseau maillé :**

Le tracé du réseau se fait comme suit :

- il faut repérer les consommateurs importants.
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, les conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

III.4.2/ Choix du type de matériau :

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

- **Exigences techniques :**
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et mise en service.

- **Exigences économiques :**

- le prix de la fourniture, du transport et de pose.
- la disponibilité sur le marché local.

Les différents types de conduites qui peuvent être utilisées sont :

- Métalliques : fonte (grise ou ductile), acier.
- à base de ciment : béton armé, amiante ciment,
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

III.4.2.1/ Les conduites métalliques :

a) Conduites en acier :

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 % .L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est de l'acier doux, soudable.

Ces tuyaux peuvent être obtenus, soit par laminage à chaud sous soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages (jusqu'au diamètre 400 mm), soit à partir de tôles mises en forme à la machine et soudées longitudinalement à l'arc électrique (du diamètre 350 mm et au-dessus), soit encore à partir de bandes enroulées en hélices et soudées sur le bord à l'arc électrique (du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm).

La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre :

- 60 bars pour les diamètres compris entre 40 et 150mm.
- 50 bars pour les diamètres compris entre 180 et 270mm.
- 40 bars pour les diamètres compris entre 300 et 400mm. [5].

- **Les avantages des canalisations en acier :**

- ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une certaine élasticité).
- ils sont soudables.
- ils présentent une bonne étanchéité.
- ils peuvent supporter des pressions élevées.
- ils sont disponibles sur le marché.

- ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils sont plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.
- par leur élasticité, ils s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- La longueur courante de ces tuyaux varie entre 6 à 16 mètre suivant les diamètres.

- **Les inconvénients des tuyaux en acier :**

- la sensibilité à la corrosion qui exige une protection extérieure et intérieure.
- la faible durée de vie estimée à 20 ans

b) Les conduites en fonte ductile :

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion varie entre 2,2 à 4 %. La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation de graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire. [6]

- **Les avantages des canalisations en fonte ductile :**

- Résistance aux pressions élevées.
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) et 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide.
- Bonne résistance aux forces intérieures.

- **Les inconvénients des canalisations en fonte ductile :**

- la sensibilité à la surcharge et aux mouvements du sous-sol qui provoquent le déboîtement des conduites.
- la rigidité.
- la non disponibilité sur le marché.
- la nécessité de pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à brides. Ces derniers sont réalisés au moyen de joints en plomb, de bague en caoutchouc ou de préparations spéciales.
- Lourds et très chères.
- Grande sensibilité à la corrosion.

III.4.2.2/ Les conduites à base de ciment :**a) Tuyaux en amiante-ciment :**

Des tuyaux constitués de ciment Portland de haute qualité, d'amiante (minérale cristallisé d'origine magmatique) et d'eau. Ces tuyaux sont reliés à l'aide d'un manchon coulissant, des raccords en amiante-ciment mobile aux deux extrémités également des raccords résistants à la traction. Lorsque les tuyaux en amiante-ciment sont exposés à une corrosion extérieure, il faut les protéger avec un enduit, selon les prescriptions du fournisseur. Comme l'amiante est un matériau cancérigène, nous observons une réserve concernant ce type de tuyaux.

b) Tuyaux en béton :

Tuyaux précontraints avec raccords spéciaux selon les prescriptions, des bagues sont utilisées d'étanchéité de section circulaire. Lors de l'introduction du tuyau dans le manchon, le centrage doit faire l'objet d'une attention particulière (socles en béton, dispositifs de guidage sont recommandés). Lors de remblayage, Il faut éviter à tout prix un tassement inégal pour des tuyaux qui se suivent. Il est recommandé, immédiatement après l'essai d'étanchéité des raccords, de caler avec du béton les tuyaux assemblés.

III.4.2.3/ Les conduites en plastiques (thermoplastiques) :

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromoléculaires, obtenues par voie synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions

Les conduites d'eau potable en matières thermoplastiques sont principalement réalisées :

- En chlorure de polyvinyle dur (PVC dur).
- En polyéthylène dur ou souple (PE dur, PE souple).

a) Les tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule : CH_2CHCl . Le PVC est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150°C et le produit se ramollit à 75°C .

• Les avantages des tuyaux en PVC :

- Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier fonte).

- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux.
 - Une faible rugosité qui se maintient au long des années.
 - Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable.
 - Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique.
 - Pose de canalisation facile.
 - Les tuyaux ont une longueur de 4 à 6m.
- **Les inconvénients des tuyaux en PVC :**
 - le risque de rupture.
 - Une pression nominale inférieure à 20 m.
 - Ils sont rigides.

b) Les tuyaux en polyéthylène (PE) :

Le polyéthylène est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation, qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée, en présence de catalyseurs et donnent ainsi naissance à des mélanges solides : résines de base appelées polymères.

On distingue deux familles :

- Polyéthylène basse densité (PEBD) : $0,915\text{g/cm}^3 < d < 0,930\text{g/cm}^3$;
- Polyéthylène haute densité (PEHD) : $0,945\text{g/cm}^3 < d < 0,960\text{g/cm}^3$.

Les points de fusion pour les deux se situent respectivement à 115°C et 130°C.

- **Les avantages des tuyaux en polyéthylène :**
 - le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases,...etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées.
 - l'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles.

- l'excellente finition des surfaces internes des tubes (PEHD) permet de les définir comme étant « Hydrauliquement lisses » ; une telle caractéristique réduit considérablement les pertes de charge des conduites (PEHD), par rapport aux conduites conçues avec d'autres matériaux.
- Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
- Ces tubes sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté ; Les tubes sont environ 4 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels.
- Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité.
- Ils sont peu onéreux.
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuites ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.) ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion
- La longueur courante de ce type de conduites est : des tubes de 6 et 12 mètres pour les diamètres de 110 à 800 mm et des rouleaux de 50,100 et 200 mètres Du diamètre 20 à 90 mm [7].

- **Les inconvénients des tuyaux en polyéthylène :**

Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominales maximale 30 bars).

Remarque : Suite aux inconvénients que présentent les matériaux métalliques et à base de ciment :

- L'acier :
 - Sa grande sensibilité à la corrosion.
 - Une durée de vie moyennement de 20 ans.
- La fonte :
 - Faible résistance aux surcharges et aux mouvements des sous-sols qui provoquent le déboîtement des tuyaux.
- L'aiment ciment :
 - Effet cancérogènes.

- Le béton :
- L'électrolyse

Nous avons opté pour des canalisations en matériaux plastiques, et puisque le PEHD, présente plus d'avantages que le PVC (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre réseau.

III.5/ Calcul hydraulique du réseau :

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera pour deux cas, cas de pointe et cas de pointe plus incendie.

III.5.1/ Détermination des débits du réseau :

III.5.1.1/ Débit en route :

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \dots\dots (III.1)$$

Avec :

- Q_r : débit route global (l/s).
- Q_{cons} : débit de consommation (l/s).
- $\sum Q_{\text{conc}}$: Somme des débits concentrés (l/s).

III.5.1.2/ Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau, Ce débit est réparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit par la relation suivante :

$$Q_{\text{sp}} = Q_r / \sum L_i \dots\dots (III.2)$$

Avec :

- Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).
- Q_r : débit route global (l/s).
- $\sum L_i$: somme des longueurs (m).

III.5.1.3/ Débit route pour chaque tronçon :

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \dots\dots (III.3)$$

Avec :

- Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s).
- Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).
- L_i : longueur du tronçon i (m).

III.5.1.4/ Les débits aux nœuds :

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (Q_{ri}) par la relation suivante :

$$Q_{nd} = 0.5 \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \dots\dots (III.4)$$

Avec :

- Q_{nd} : débit au nœud (l/s).
- Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s).
- $\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés (l/s).

a) Cas de pointe :

Dans notre cas on n'a pas des débits concentrés, donc :

- $\sum Q_{conc} = 0$ et $Q_p = 1019.22 \text{ m}^3/\text{h} = 283.12 \text{ l/s}$
- $\sum L = 22948.41$
- Donc $Q_{sp} = 0.0123 \text{ l/s/m}$

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau III.1 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Nœuds (l/s)
1	1-2	280.85	0.0123	3.45	7.05
	1-13	865.18	0.0123	10.64	
2	2-1	280.85	0.0123	3.45	7.64
	2-3	337.49	0.0123	4.15	
	2-21	624.73	0.0123	7.68	
3	3-2	337.49	0.0123	4.15	9.39
	3-4	869.69	0.0123	10.70	
	3-20	319.61	0.0123	3.93	
4	4-3	869.69	0.0123	10.70	10.75
	4-5	364.80	0.0123	4.49	
	5-22	513.42	0.0123	6.32	
5	5-4	364.80	0.0123	4.49	6.10
	5-6	454.08	0.0123	5.59	
	5-23	172.25	0.0123	2.12	
6	6-5	454.08	0.0123	5.59	7.25
	6-7	491.59	0.0123	6.05	
	6-25	232.68	0.0123	2.86	
7	7-6	491.59	0.0123	6.05	6.82
	7-8	318.57	0.0123	3.92	
	7-27	298.14	0.0123	3.67	
8	8-7	318.57	0.0123	3.92	5.60
	8-9	239.23	0.0123	2.94	
	8-29	352.35	0.0123	4.33	
9	9-8	239.23	0.0123	2.94	8.01
	9-10	448.58	0.0123	5.52	
	9-31	613.93	0.0123	7.55	
10	10-9	448.58	0.0123	5.52	8.84
	10-11	447.06	0.0123	5.50	
	10-33	541.50	0.0123	6.66	
11	11-10	447.06	0.0123	5.50	10.00
	11-12	294.30	0.0123	3.62	
	11-34	884.04	0.0123	10.87	
12	12-11	294.30	0.0123	3.62	6.29
	12-33	371.81	0.0123	4.57	
	12-19	356.74	0.0123	4.39	

Suite du **Tableau III.1** : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Nœuds (l/s)
13	13-1	865.18	0.0123	10.64	13.50
	13-21	176.11	0.0123	2.17	
	13-14	1153.91	0.0123	14.19	
14	14-13	1153.91	0.0123	14.19	12.09
	14-15	475.16	0.0123	5.84	
	14-24	337.15	0.0123	4.15	
15	15-14	475.16	0.0123	5.84	7.81
	15-16	497.00	0.0123	6.11	
	15-26	298.14	0.0123	3.67	
16	16-15	497.00	0.0123	6.11	9.64
	16-17	821.53	0.0123	10.10	
	16-28	249.73	0.0123	3.07	
17	17-16	821.53	0.0123	10.10	7.81
	17-18	284.88	0.0123	3.50	
	17-32	163.73	0.0123	2.01	
18	18-17	284.88	0.0123	3.50	6.23
	18-19	371.76	0.0123	4.57	
	18-33	356.05	0.0123	4.38	
19	19-18	371.76	0.0123	4.57	7.76
	19-12	356.74	0.0123	4.39	
	19-34	533.41	0.0123	6.56	
20	20-3	319.61	0.0123	3.93	8.12
	20-21	174.34	0.0123	2.14	
	20-22	826.88	0.0123	10.17	
21	21-20	174.34	0.0123	2.14	6.00
	21-2	624.73	0.0123	7.68	
	21-13	176.11	0.0123	2.17	
22	22-20	826.88	0.0123	10.17	10.24
	22-4	513.42	0.0123	6.32	
	22-24	325.45	0.0123	4.00	
23	23-5	172.25	0.0123	2.12	6.30
	23-24	401.27	0.0123	4.94	
	23-25	450.36	0.0123	5.54	

Suite du **Tableau III.1** : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Nœuds (l/s)
24	24-23	401.27	0.0123	4.94	9.39
	24-14	337.15	0.0123	4.15	
	24-26	463.45	0.0123	5.70	
25	25-23	450.36	0.0123	5.54	9.65
	25-27	487.54	0.0123	6.00	
	25-26	399.26	0.0123	4.91	
	25-6	232.68	0.0123	2.86	
26	26-25	399.26	0.0123	4.91	10.14
	26-24	463.45	0.0123	5.70	
	26-15	298.14	0.0123	3.67	
	26-28	487.75	0.0123	6.00	
27	27-25	487.54	0.0123	6.00	9.77
	27-29	405.02	0.0123	4.98	
	27-28	398.02	0.0123	4.90	
	27-7	298.14	0.0123	3.67	
28	28-27	398.02	0.0123	4.90	9.68
	28-30	437.71	0.0123	5.38	
	28-16	249.73	0.0123	3.07	
	28-26	487.75	0.0123	6.00	
29	29-27	405.02	0.0123	4.98	7.13
	29-30	401.26	0.0123	4.94	
	29-8	352.35	0.0123	4.33	
30	30-29	401.26	0.0123	4.94	7.41
	30-28	437.71	0.0123	5.38	
	30-32	365.35	0.0123	4.49	
31	31-9	613.93	0.0123	7.55	6.93
	31-32	195.25	0.0123	2.40	
	31-33	318.32	0.0123	3.92	
32	32-31	195.25	0.0123	2.40	4.45
	32-30	365.35	0.0123	4.49	
	32-17	163.73	0.0123	2.01	
33	33-31	318.32	0.0123	3.92	9.76
	33-12	371.81	0.0123	4.57	
	33-10	541.50	0.0123	6.66	
	33-18	356.05	0.0123	4.38	

Suite du **Tableau III.1** : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Nœuds (l/s)
34	34-11	884.04	0.0123	10.87	8.72
	34-19	533.41	0.0123	6.56	

b) Cas de pointe + incendie :

On fait les mêmes étapes de calcul avec le cas de pointe sauf que le débit d'incendie (17 l/s) est ajouté comme un débit concentré aux points défavorable (faible pression et débit).

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau III.2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+ incendie).

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qnoeud (l/s)
1	1-2	280.85	0.0123	3.45	24.05
	1-13	865.18	0.0123	10.64	
2	2-1	280.85	0.0123	3.45	7.64
	2-3	337.49	0.0123	4.15	
	2-21	624.73	0.0123	7.68	
3	3-2	337.49	0.0123	4.15	9.39
	3-4	869.69	0.0123	10.70	
	3-20	319.61	0.0123	3.93	
4	4-3	869.69	0.0123	10.70	10.75
	4-5	364.80	0.0123	4.49	
	5-22	513.42	0.0123	6.32	
5	5-4	364.80	0.0123	4.49	6.10
	5-6	454.08	0.0123	5.59	
	5-23	172.25	0.0123	2.12	
6	6-5	454.08	0.0123	5.59	7.25
	6-7	491.59	0.0123	6.05	
	6-25	232.68	0.0123	2.86	
7	7-6	491.59	0.0123	6.05	6.82
	7-8	318.57	0.0123	3.92	
	7-27	298.14	0.0123	3.67	

Suite du **Tableau III.2** : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+ incendie).

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qnoeud (l/s)
8	8-7	318.57	0.0123	3.92	5.60
	8-9	239.23	0.0123	2.94	
	8-29	352.35	0.0123	4.33	
9	9-8	239.23	0.0123	2.94	8.01
	9-10	448.58	0.0123	5.52	
	9-31	613.93	0.0123	7.55	
10	10-9	448.58	0.0123	5.52	8.84
	10-11	447.06	0.0123	5.50	
	10-33	541.50	0.0123	6.66	
23	23-5	172.25	0.0123	2.12	6.30
	23-24	401.27	0.0123	4.94	
	23-25	450.36	0.0123	5.54	
24	24-23	401.27	0.0123	4.94	9.39
	24-14	337.15	0.0123	4.15	
	24-26	463.45	0.0123	5.70	
	24-22	325.45	0.0123	4.00	
25	25-23	450.36	0.0123	5.54	9.65
	25-27	487.54	0.0123	6.00	
	25-26	399.26	0.0123	4.91	
	25-6	232.68	0.0123	2.86	
26	26-25	399.26	0.0123	4.91	10.14
	26-24	463.45	0.0123	5.70	
	26-15	298.14	0.0123	3.67	
	26-28	487.75	0.0123	6.00	
27	27-25	487.54	0.0123	6.00	9.77
	27-29	405.02	0.0123	4.98	
	27-28	398.02	0.0123	4.90	
	27-7	298.14	0.0123	3.67	
28	28-27	398.02	0.0123	4.90	9.68
	28-30	437.71	0.0123	5.38	
	28-16	249.73	0.0123	3.07	
	28-26	487.75	0.0123	6.00	
29	29-27	405.02	0.0123	4.98	7.13
	29-30	401.26	0.0123	4.94	
	29-8	352.35	0.0123	4.33	

Suite du **Tableau III.2** : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+ incendie).

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qnoeud (l/s)
30	30-29	401.26	0.0123	4.94	7.41
	30-28	437.71	0.0123	5.38	
	30-32	365.35	0.0123	4.49	
31	31-9	613.93	0.0123	7.55	6.93
	31-32	195.25	0.0123	2.40	
	31-33	318.32	0.0123	3.92	
32	32-31	195.25	0.0123	2.40	4.45
	32-30	365.35	0.0123	4.49	
	32-17	163.73	0.0123	2.01	
33	33-31	318.32	0.0123	3.92	9.76
	33-12	371.81	0.0123	4.57	
	33-10	541.50	0.0123	6.66	
	33-18	356.05	0.0123	4.38	
34	34-11	884.04	0.0123	10.87	8.72
	34-19	533.41	0.0123	6.56	

III.6/ Vérification des vitesses dans le réseau :

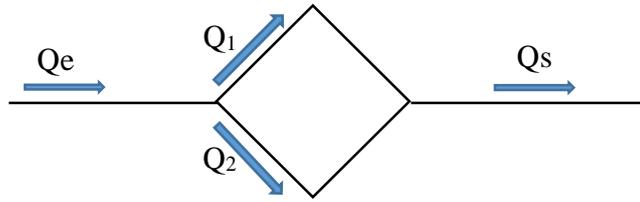
On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité.

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire

III.7/ Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY - CROSS » :

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY – CROSS, qui fonctionne par un ajustement successif qui permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens. Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

a) 1ere lois des nœuds (1ere lois de KIRCHOUFF) :

Avec :

- Q_e : débit entrant.
- Q_s : débit sortant.

Les débits entrants dans un nœud quelconque est égal à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s$$

b) 2eme lois des mailles (2eme lois de KIRCHOFF) :

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$Q = V \cdot S = 4 \cdot V / \pi D^2$$

$$\boxed{V = 4 \cdot Q / \pi D^2 \text{ (m/s)}}$$

Avec :

- V : la vitesse d'écoulement.
- S : la section de la conduite

En fin

$$H_T = 8 L_e \zeta Q^2 / g \pi^2 D^5$$

$$\boxed{H_T = r Q^2}$$

Avec : r : résistance de la conduite.

Pour une bonne sécurité, et pour tenir compte de l'accroissement éventuel de la consommation, de l'incertitude du sens réel d'écoulement dans un réseau maillé, de la présence possible de dépôt en certains endroits, le coefficient de rugosité :

$$\zeta = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{100} \Delta H_{Ti} = \sum_{i=1}^{100} r_i \cdot Q_i^2$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1er coup. Donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaire cette loi.

III.7.1/ Détermination du débit correctif :

$$Q1 = Q0 + \Delta Q0$$

Avec :

- Q0 : débit supposé. (L/s)
- Q1 : débit corrigé. (L/s)
- $\Delta Q0$: débit correctif. (L/s)

On a:

$$\Delta H_T = rQ1^2 = r. (Q0 + \Delta Q0)^2$$

$$\sum r (Q0 + \Delta Q0)^2 = \sum r (Q0^2 + Q0\Delta Q0 + \Delta Q0^2) = 0$$

$\Delta Q0$: est très petit par rapport à Q0.

III.7.1.1/ Principe de la méthode de «HARDY RÁROSS» :

Après une répartition arbitraire, des débits ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1ere loi [lois des nœuds] on arrive à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2eme loi de KIRCHOFF [loi des mailles] par approximation successive.

III.7.1.2/ Calcul du débit correctif :

On calcule les pertes de charges totales [singulière et linéaire] dans chaque tronçon de la maille de la manière suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

$$\Delta H_l = J. L = \lambda. V^2. L / 2g D$$

λ coefficient de frottement évolué par :

a) Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left(-0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re. \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2}$$

b) La formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right)^{-2}$$

Les pertes de charge singulière sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires
alors :

$$\Delta H_T = 0.15 \Delta H_L + \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.15 \Delta H_L$$

Soit :

$L_e = 1.15 L$ (La longueur équivalent)

A partir de l'équation de continuité nous exprimons la vitesse en fonction des débits :

Alors : $\Delta Q_0^2 \approx 0$

Donc : $\sum r (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0) = 0$

$\sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \cdot \Delta Q_0$

D'où
$$\Delta Q_0 = -\frac{\sum r \cdot Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont

- Correction propre à la maille considérée avec le même signe ΔQ_i
- Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ_i .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Ces approximations pour chaque tronçon on l'ajoute au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Q soient inférieures à 0.4 (l/s), et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

III.7.2/ Calcul du réseau :

Le calcul des paramètres hydrauliques et les pressions sont établi par un Logiciel (EPANET).

III.7.3/ Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique honnête et 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 les formules suivantes : 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 modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces par exemple).
- 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.

III.7.4/ Formule utilisée :

III.7.4.1/ Formule de Darcy-Weisbach

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

$$H_L = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} = 0.0827 f \frac{L}{d^5} Q^2$$

Ou:

- H_L = pertes de charges (m).
- g = accélération de la pesanteur (m/s²).

- L = longueur du tuyau (m). d = diamètre du tuyau (m).
 - v = vitesse d'écoulement (m/s).
 - f = facteur de friction.
 - Q = débit (m³/s).
-
- Le facteur de friction est fonction de (ε/d) et le nombre de Reynolds.
 - Le coefficient de rugosité relative, exprimé en unités de longueur.

III.7.5/ Résultat de calcul hydraulique :

a) Cas de pointe :

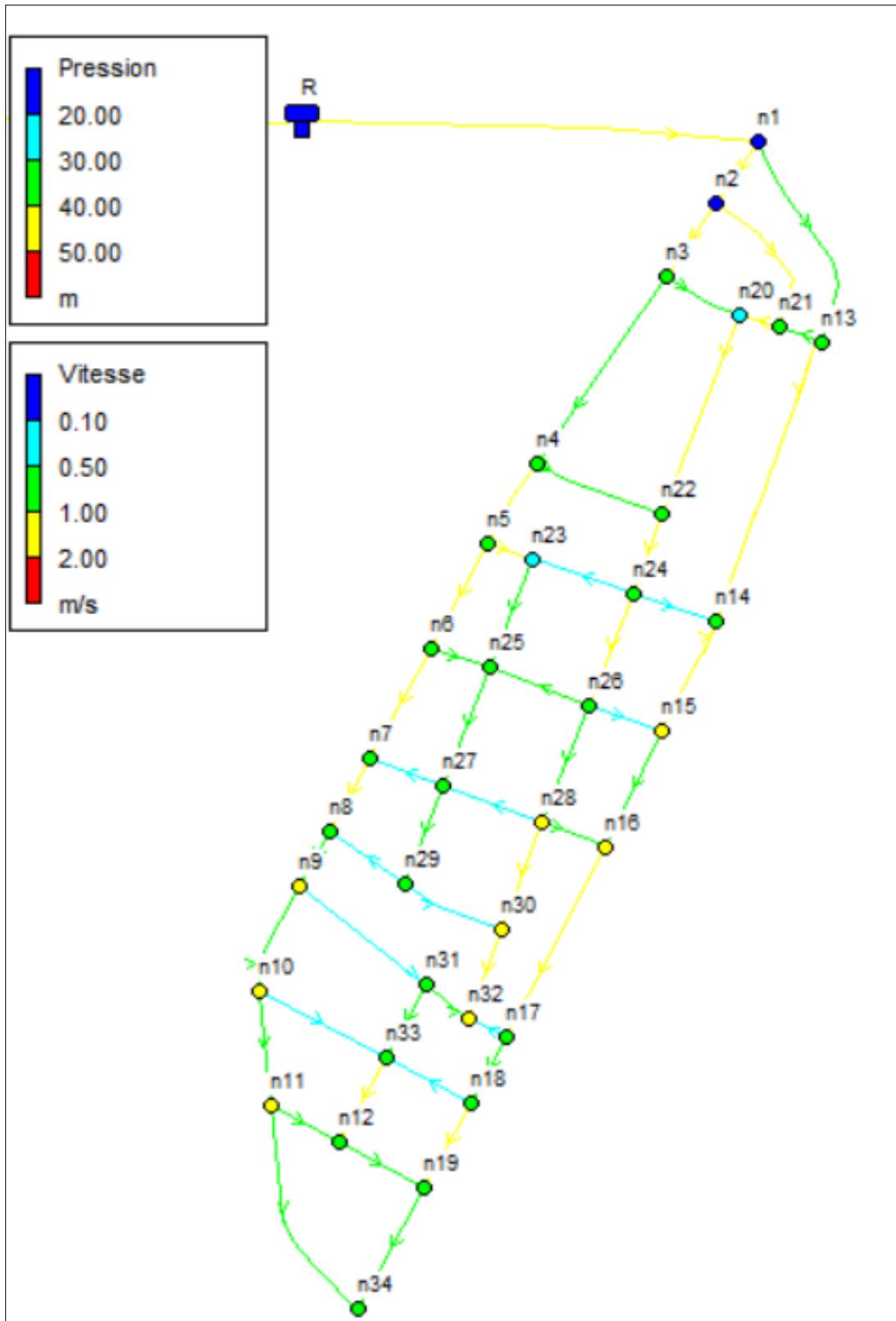


Figure III.1 : Simulation sur Epanet cas de pointe.

Tableau III.3 : état des nœuds du réseau cas de pointe.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	l/s	mce	mce
Noeud n1	152.92	7.05	172.11	19.18
Noeud n2	151.35	7.64	171.18	19.83
Noeud n3	135.63	9.39	169.85	34.22
Noeud n4	135.37	10.75	168	32.63
Noeud n5	133.19	6.1	163.88	30.69
Noeud n6	128.48	7.25	160.32	31.84
Noeud n7	119.02	6.82	158.08	39.06
Noeud n8	115.11	5.6	154.81	39.71
Noeud n9	112.64	8.01	154.08	41.44
Noeud n10	107.88	8.84	152.09	44.22
Noeud n11	105.14	10	149.66	44.52
Noeud n12	104.97	6.29	144.45	39.48
Noeud n13	139.35	13.5	171.07	31.72
Noeud n14	127.20	12.09	162.4	35.2
Noeud n15	116.29	7.81	159.99	43.7
Noeud n16	113.97	9.64	158.18	44.21
Noeud n17	114.60	7.81	153.03	38.42
Noeud n18	111.78	6.23	152.07	40.3
Noeud n19	104.38	7.76	141.55	37.17
Noeud n20	140.18	8.12	169.31	29.13
Noeud n21	135.31	6	169.74	34.43
Noeud n22	129.25	10.24	165.29	36.04
Noeud n23	131.73	6.3	161.87	30.14
Noeud n24	123.28	9.39	163.52	40.24
Noeud n25	128.27	9.65	159.83	31.56
Noeud n26	125.20	10.14	161.63	36.43
Noeud n27	123.02	9.77	159.1	36.07
Noeud n28	117.56	9.68	160.7	43.14
Noeud n29	117.45	7.13	156.24	38.79
Noeud n30	113.67	7.41	156.69	43.02

Suite du **Tableau III.3** : état des nœuds du réseau cas de pointe.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	l/s	mce	mce
Noeud n31	113.69	6.93	151.57	37.87
Noeud n32	111.73	4.45	152.16	40.43
Noeud n33	114.60	9.76	150.12	35.52
Noeud n34	100.32	8.72	137.07	36.75
Réservoir R	173.00	-93.52	175	2

Tableau III.4 : état des Arcs du réseau cas de pointe.

	Longueur	Diamètre intérieur	Diamètre extérieur	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID Arc	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
Tuyau 1	1801.1	555.2	630	-282.27	1.17	1.61
Tuyau 2	280.85	440.6	500	-205.12	1.35	3.32
Tuyau 3	337.1	352.6	400	-130.22	1.33	3.93
Tuyau 4	869.7	352.6	400	-95.71	0.98	2.13
Tuyau 5	364.8	220.4	250	-70.69	1.85	11.3
Tuyau 6	454.1	220.4	250	-56.5	1.48	7.84
Tuyau 7	491.5	220.4	250	-42.14	1.1	4.55
Tuyau 8	318.5	179.2	200	-37.69	1.49	10.27
Tuyau 9	239.2	220.4	250	-33.09	0.87	3.04
Tuyau 10	448.6	179.2	200	-24.08	0.95	4.44
Tuyau 11	447.1	141	160	-14.3	0.92	5.44
Tuyau 12	294.3	55.4	63	2.27	0.94	17.71
Tuyau 13	865	352.6	400	70.1	0.72	1.2
Tuyau 14	1154	220.4	250	-55.17	1.45	7.52
Tuyau 15	475	220.4	250	-43.97	1.15	5.06
Tuyau 16	497	220.4	250	37.34	0.98	3.64
Tuyau 17	821.2	179.2	200	29.36	1.16	6.28
Tuyau 18	284.9	179.2	200	20.4	0.81	3.34

Suite du **Tableau III.4** : état des Arcs du réseau cas de pointe.

	Longueur	Diamètre intérieur	Diamètre extérieur	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID arc	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
Tuyau 19	371.7	96.8	110	12.98	1.76	28.31
Tuyau 20	319.5	220.4	250	25.13	0.66	1.7
Tuyau 21	147.3	277.6	315	-62.68	0.94	2.94
Tuyau 22	826.8	277.6	315	79.69	1.32	4.86
Tuyau 23	401.2	55.4	63	-1.01	0.42	4.1
Tuyau 24	325.4	277.6	315	83.72	1.38	5.45
Tuyau 25	463.4	277.6	315	72.43	1.2	4.07
Tuyau 26	399.3	141	160	-13.07	0.84	4.5
Tuyau 27	232.7	110.2	125	7.1	0.74	4.91
Tuyau 28	450.36	79.2	90	2.8	0.57	4.53
Tuyau 29	487.54	179.2	200	-13.32	0.53	1.51
Tuyau 30	487.75	277.6	315	-48.04	0.79	1.91
Tuyau 31	405.02	66	75	2.18	0.64	7.05
Tuyau 32	437.71	179.2	200	-35.7	1.42	9.16
Tuyau 33	352.3	55.4	63	-1	0.41	4.05
Tuyau 34	401.2	141	160	-5.95	0.38	1.12
Tuyau 35	613.9	55.4	63	1.01	0.42	4.1
Tuyau 36	365.35	141	160	-22.35	1.43	12.41
Tuyau 37	318.3	141	160	13.12	0.84	4.54
Tuyau 38	195.2	179.2	200	-19.05	0.76	3.02
Tuyau 39	163.73	55.4	63	-1.15	0.48	5.3
Tuyau 40	356.06	55.4	63	-1.19	0.49	5.48
Tuyau 41	541.5	55.4	63	0.94	0.39	3.64
Tuyau 42	371.7	79.2	90	5.49	1.11	15.27
Tuyau 43	356.74	55.4	63	1.47	0.61	8.12
Tuyau 44	533.4	96.8	110	6.7	0.91	8.4
Tuyau 45	884	55.4	63	-2.02	0.84	14.24
Tuyau 46	624.73	277.6	315	67.25	1.01	3.58
Tuyau 47	176.1	55.4	63	-1.43	0.59	7.54

Suite du **Tableau III.4** : état des Arcs du réseau cas de pointe.

	Longueur	Diamètre intérieur	Diamètre extérieur	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID arc	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
Tuyau 48	513.42	141	160	14.27	0.91	5.28
Tuyau 49	172.2	96.8	110	8.09	1.1	11.67
Tuyau 50	337.15	55.4	63	0.89	0.37	3.32
Tuyau 51	298.1	79.2	90	-2.37	0.48	3.4
Tuyau 52	298	55.4	63	1.18	0.49	5.49
Tuyau 53	249.7	55.4	63	1.66	0.69	10.07
Tuyau 54	398	55.4	63	-1	0.41	4.03

b) Cas de pointe + incendie :

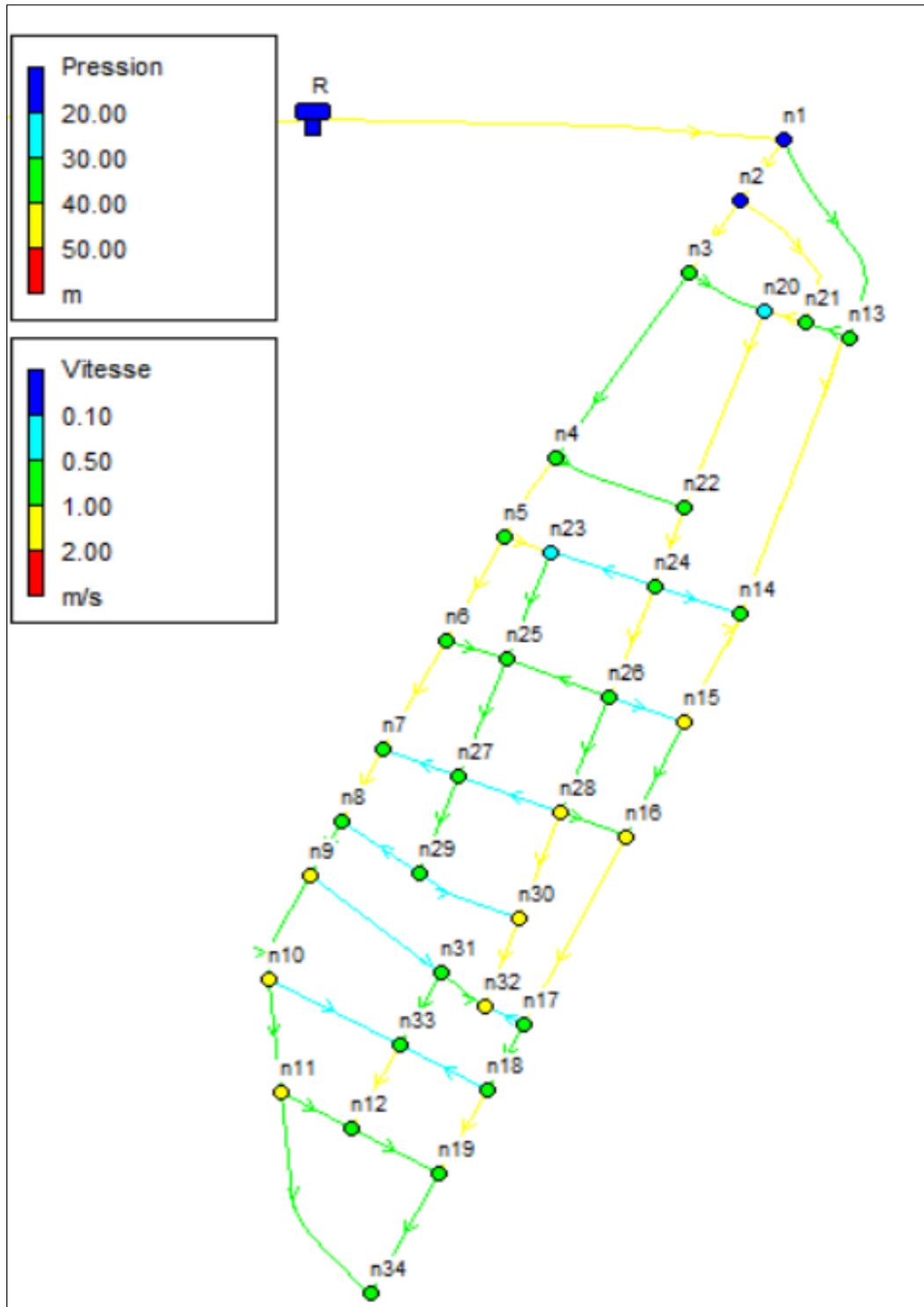


Figure III.2 : Simulation sur Epanet cas de pointe + incendie.

Tableau III.5 : état des nœuds du réseau cas de pointe + incendie.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	l/s	mce	mce
Noeud n1	152.92	24.05	171.78	18.85
Noeud n2	151.35	7.64	170.85	19.5
Noeud n3	135.63	9.39	169.52	33.89
Noeud n4	135.37	10.75	167.67	32.3
Noeud n5	133.19	6.1	163.55	30.36
Noeud n6	128.48	7.25	159.99	31.51
Noeud n7	119.02	6.82	157.75	38.73
Noeud n8	115.11	5.6	154.48	39.38
Noeud n9	112.64	8.01	153.76	41.11
Noeud n10	107.88	8.84	151.76	43.89
Noeud n11	105.14	10	149.33	44.19
Noeud n12	104.97	6.29	144.12	39.15
Noeud n13	139.35	13.5	170.74	31.39
Noeud n14	127.20	12.09	162.07	34.87
Noeud n15	116.29	7.81	159.66	43.37
Noeud n16	113.97	9.64	157.85	43.88
Noeud n17	114.60	7.81	152.7	38.09
Noeud n18	111.78	6.23	151.74	39.97
Noeud n19	104.38	7.76	141.22	36.84
Noeud n20	140.18	8.12	168.98	28.8
Noeud n21	135.31	6	169.41	34.1
Noeud n22	129.25	10.24	164.96	35.71
Noeud n23	131.73	6.3	161.54	29.81
Noeud n24	123.28	9.39	163.19	39.91
Noeud n25	128.27	9.65	159.5	31.23
Noeud n26	125.20	10.14	161.3	36.1
Noeud n27	123.02	9.77	158.77	35.74
Noeud n28	117.56	9.68	160.37	42.81
Noeud n29	117.45	7.13	155.91	38.46
Noeud n30	113.67	7.41	156.36	42.69

Suite du **Tableau III.5** : état des nœuds du réseau cas de pointe + incendie.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	l/s	mce	mce
Noeud n31	113.69	6.93	151.24	37.54
Noeud n32	111.73	4.45	151.83	40.1
Noeud n33	114.60	9.76	149.79	35.19
Noeud n34	100.32	8.72	136.74	36.42
Réservoir R	173.00	-110.52	175	2

Tableau III.6 : état des Arcs du réseau cas de pointe + incendie.

	Longueur	Diamètre intérieure	Diamètre extérieure	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID Arc	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
Tuyau 1	1800	555.2	630	-299.27	1.24	1.79
Tuyau 2	280.85	440.6	500	-205.12	1.35	3.32
Tuyau 3	337.1	352.6	400	-130.22	1.33	3.93
Tuyau 4	869.7	352.6	400	-95.71	0.98	2.13
Tuyau 5	364.8	220.4	250	-70.69	1.85	11.3
Tuyau 6	454.1	220.4	250	-56.5	1.48	7.84
Tuyau 7	491.5	220.4	250	-42.14	1.1	4.55
Tuyau 8	318.5	179.2	200	-37.69	1.49	10.27
Tuyau 9	239.2	220.4	250	-33.09	0.87	3.04
Tuyau 10	448.6	179.2	200	-24.08	0.95	4.44
Tuyau 11	447.1	141	160	-14.3	0.92	5.44
Tuyau 12	294.3	55.4	63	2.27	0.94	17.71
Tuyau 13	865	352.6	400	70.1	0.72	1.2
Tuyau 14	1154	220.4	250	-55.17	1.45	7.52
Tuyau 15	475	220.4	250	-43.97	1.15	5.06
Tuyau 16	497	220.4	250	37.34	0.98	3.64
Tuyau 17	821.2	179.2	200	29.36	1.16	6.28
Tuyau 18	284.9	179.2	200	20.4	0.81	3.34
Tuyau 19	371.7	96.8	110	12.98	1.76	28.31

Suite du **Tableau III.6** : état des Arcs du réseau cas de pointe + incendie.

	Longueur	Diamètre intérieure	Diamètre extérieure	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID arc	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
Tuyau 20	319.5	220.4	250	25.13	0.66	1.7
Tuyau 21	147.3	277.6	315	-62.68	1.04	2.94
Tuyau 22	826.8	277.6	315	79.69	1.32	4.86
Tuyau 23	401.2	55.4	63	-1.01	0.42	4.1
Tuyau 24	325.4	277.6	315	83.72	1.38	5.45
Tuyau 25	463.4	277.6	315	72.43	1.2	4.07
Tuyau 26	399.3	141	160	-13.07	0.84	4.5
Tuyau 27	232.7	110.2	125	7.1	0.74	4.91
Tuyau 28	450.36	79.2	90	2.8	0.57	4.53
Tuyau 29	487.54	179.2	200	-13.32	0.53	1.51
Tuyau 30	487.75	277.6	315	-48.04	0.79	1.91
Tuyau 31	405.02	66	75	2.18	0.64	7.05
Tuyau 32	437.71	179.2	200	-35.7	1.42	9.16
Tuyau 33	352.3	55.4	63	-1	0.41	4.05
Tuyau 34	401.2	141	160	-5.95	0.38	1.12
Tuyau 35	613.9	55.4	63	1.01	0.42	4.1
Tuyau 36	365.35	141	160	-22.35	1.43	12.41
Tuyau 37	318.3	141	160	13.12	0.84	4.54
Tuyau 38	195.2	179.2	200	-19.05	0.76	3.02
Tuyau 39	163.73	55.4	63	-1.15	0.48	5.3
Tuyau 40	356.06	55.4	63	-1.19	0.49	5.48
Tuyau 41	541.5	55.4	63	0.94	0.39	3.64
Tuyau 42	371.7	79.2	90	5.49	1.11	15.27
Tuyau 43	356.74	55.4	63	1.47	0.61	8.12
Tuyau 44	533.4	96.8	110	6.7	0.91	8.4
Tuyau 45	884	55.4	63	-2.02	0.84	14.24
Tuyau 46	400	277.6	315	67.25	1.11	3.58
Tuyau 47	176.1	55.4	63	-1.43	0.59	7.54
Tuyau 48	513.42	141	160	14.27	0.91	5.28

Suite du **Tableau III.6** : état des Arcs du réseau cas de pointe + incendie.

	Longueur	Diamètre intérieure	Diamètre extérieure	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID arc	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
Tuyau 49	172.2	96.8	110	8.09	1.1	11.67
Tuyau 50	337.15	55.4	63	0.89	0.37	3.32
Tuyau 51	298.1	79.2	90	-2.37	0.48	3.4
Tuyau 52	298	55.4	63	1.18	0.49	5.49
Tuyau 53	249.7	55.4	63	1.66	0.69	10.07
Tuyau 54	398	55.4	63	-1	0.41	4.03

Remarque : les diamètres dans les deux cas sont les même.

III.8/ Équipement du réseau de distribution :

a) Type du matériau de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 63mm et 630 mm de pression nominale de 10 bars.

b) Appareils et accessoires du réseau :

Le long d'une canalisation divers organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vidangé une conduite.
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.

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

1) Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

2) Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

3) Les 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.

4) 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.

c) Pièces spéciales de raccordements :

1) **Les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

2) **Les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.

3) **Les cônes** : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

4) **Les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

5) **Les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

6) **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

7) **Clapets** : Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution de notre agglomération en utilisant le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur la plupart des tronçons du réseau, excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles inférieure à 0,5 m/s. ces pressions suffisantes vont permettre de pallier à ce problème que rencontre notre réseau de distribution.

Chapitre IV

Etude des Réservoirs

Introduction :

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, on crée des réservoirs qui permettent de gérer les pointes de consommation.

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

IV.1/ Rôle des réservoirs :

- **Rôle de régulateur et accumulateur :** Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.
- **Augmentation des pressions :** Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans les points les plus éloignés et plus élevés.
- **Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :** Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- **Utilité pour briser la charge :** Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.
- **Assure la réserve d'incendie :** On peut avoir deux cas
 - un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
 - La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

On ajoute aussi :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régulariser le fonctionnement de la pompe.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

- Jouer le rôle de relais. [8]

IV.2/ Emplacement des réservoirs :

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

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau, mais ça ce n'est pas vérifié pour notre réservoir d'eau (remplissage par pompage).
- 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.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir Satisfaire les abonnés de point de vue pression.

IV.3/ Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé (précontraint) ou ordinaire.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées.
- Semi-enterrés.
- Surélevés.

D'après leurs formes :

- -Circulaires
- -Rectangulaires
- -Carrés

IV.4/ Choix du réservoir :

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible, Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterrée.

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

IV.5/ Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- d'une conduite de départ ou de distribution.
- d'une conduite de vidange.
- d'une conduite de trop-plein.
- du système de matérialisation d'incendie.
- d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.[9]

IV.5.1/ Conduite d'arrivé ou d'adduction :

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

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- a) **Par surverse** : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il

libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

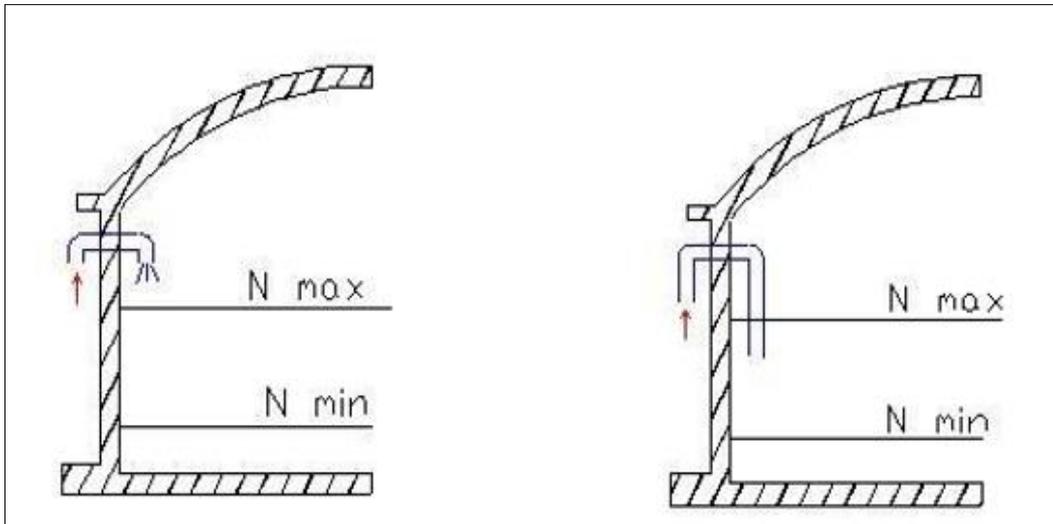


Figure IV.1 : a. Arrivée par surverse

b. Arrivée noyée

b) **Par dessous** : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier

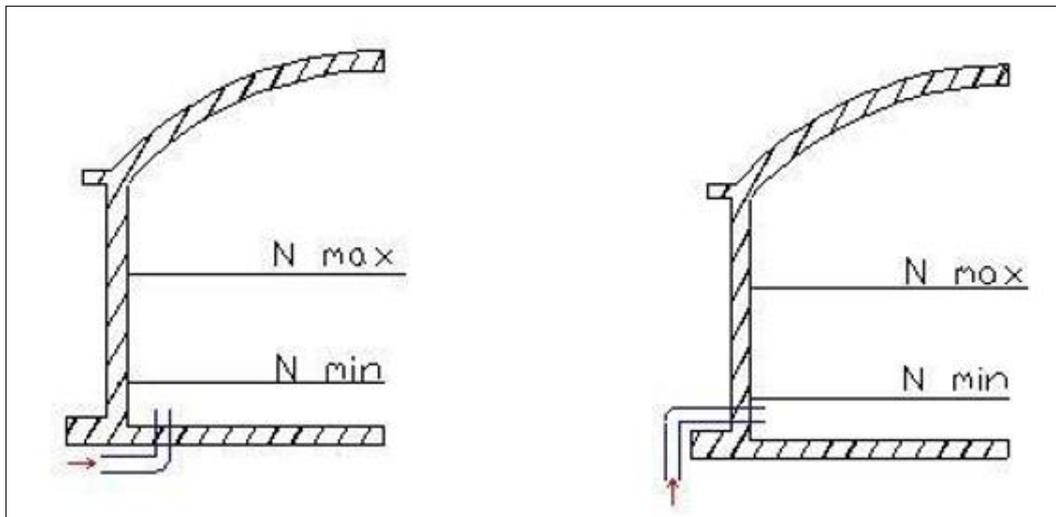


Figure IV.2 : a. Arrivée par le fond

b. Arrivée par-dessous

IV.5.2/ Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

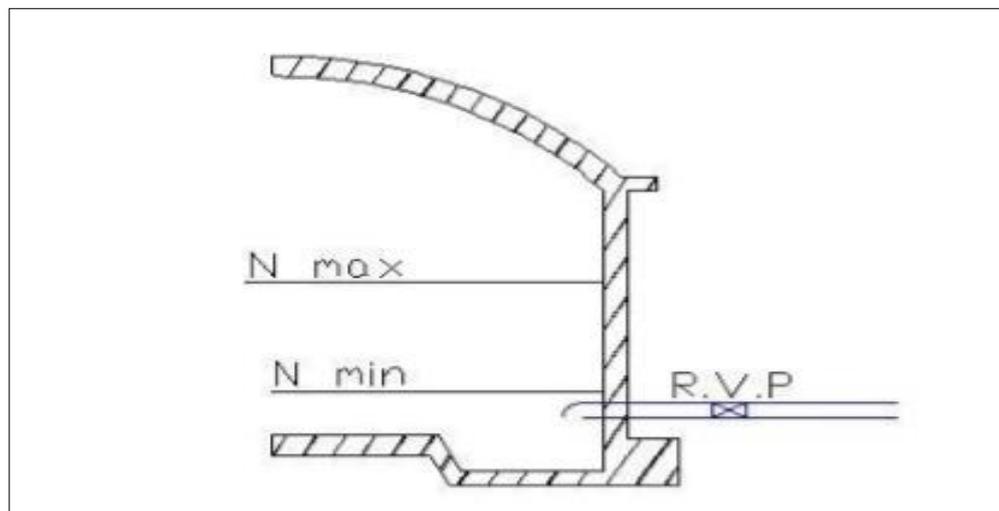


Figure IV.3 : conduite de départ.

IV.5.3/ Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

IV.5.4/ Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

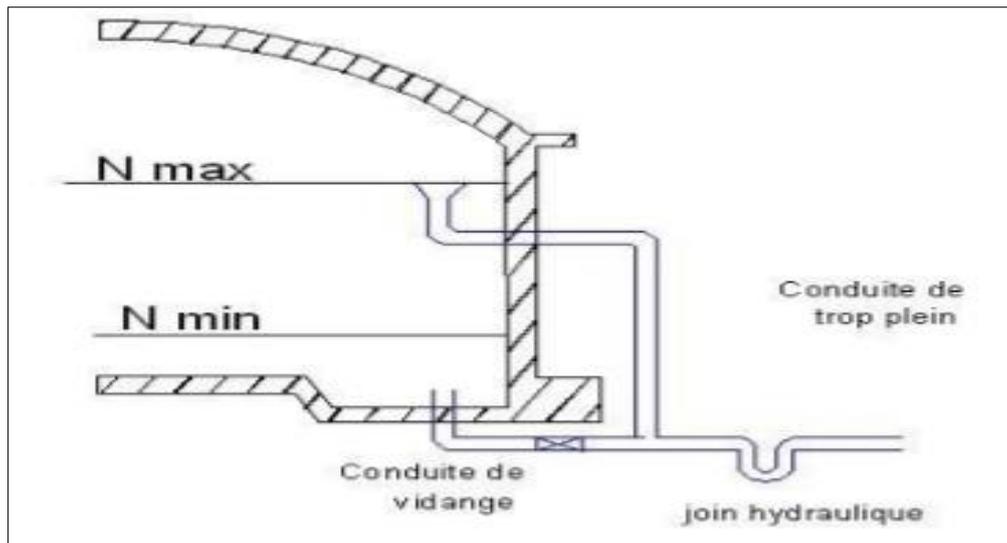


Figure IV.4 : conduite de vidange et de trop plein.

IV.5.5/ Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

IV.6/ Vidange et remplissage des réservoirs :

Nous distinguons trois cas :

- le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$). C'est la vidange rapide
- le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s . (vidange)
- le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s . (remplissage)

IV.7/ Détermination de la capacité du réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée

pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

IV.7.1/ Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

IV.7.1.1/ La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a \times Q_{maxj}}{100} \quad \dots\dots\dots (IV.1)$$

- V_r : capacité résiduelle (m³),
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{maxj} : La consommation maximale journalière (m³/j).

Le volume total déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m³).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

IV.7.1.2/ Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R = |V^+| + |V^-| \text{ en (\%)}$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{R_{max} \times Q_{maxj}}{100} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Donc le volume total sera $V_T = V_r + V_{inc}$.

IV.8/ Dimensionnement des réservoirs :

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique

IV.8.1/ le réservoir de distribution :

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

Le régime de consommation de notre agglomération et le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.

En conséquence , la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau IV.1 en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m³.

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du réservoir.

Heures	Conduite refoulement % (arrivé)	Conduite gravitaire % (départ)	Différence	% V= V ⁺ +V ⁻ =2V ⁺	% V= V ⁺ =V ⁻
0-1	5	4.167	0.833	19.992	3.364
1-2	5	4.167	0.833	20.825	4.197
2-3	5	4.167	0.833	21.658	5.03
3-4	5	4.167	0.833	22.491	5.863
4-5	5	4.167	0.833	23.324	6.696
5-6	5	4.167	0.833	24.157	7.529
6-7	5	4.167	0.833	24.99	8.362
7-8	5	4.167	0.833	25.823	9.195
8-9	5	4.167	0.833	26.656	10.028
9-10	5	4.167	0.833	27.489	10.861
10-11	5	4.167	0.833	28.322	11.694
11-12	5	4.167	0.833	29.155	12.527
12-13	5	4.167	0.833	29.988	13.36
13-14	5	4.167	0.833	30.821	14.193
14-15	5	4.167	0.833	31.654	15.026
15-16	5	4.167	0.833	32.487	15.859
16-17	5	4.167	0.833	33.328	16.7
17-18	0	4.167	-4.167	29.161	12.533
18-19	0	4.167	-4.167	24.994	8.366
19-20	0	4.167	-4.167	20.827	4.199
20-21	0	4.167	-4.167	16.66	0.032
21-22	5	4.167	0.833	17.493	0.865
22-23	5	4.167	0.833	18.326	1.698
23-24	5	4.167	0.833	19.159	2.531
Total	100	100			

V⁺ : différence positive.

V⁻ : différence négative.

Donc :

$$V_T = \frac{16.7}{100} \times 16307.46 + 120$$

$$V_T = 2843.35 \text{ m}^3 \quad \text{on prend } \boxed{V_T = 3000 \text{ m}^3}$$

Remarque : Dans le cas de notre projet, les conditions du choix du réservoir nous a conduit à choisir le réservoir surélevé (château d'eau) en béton armé d'une hauteur de 8 mètres et un volume de 3000 m³ pour satisfaire les besoin en eau de l'agglomération de point de vue débit et pression et pour une meilleure exploitation du réseau de distribution.

IV.8.2/ le réservoir tampon :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir de distribution.

IV.8.2.1/ Détermination analytique du volume du réservoir tampon :

La capacité du notre réservoir tampon est déterminée de façon que la conduite gravitaire reste remplie pendant 0.75h lors de l'arrêt de la station de pompage.

$$\text{La capacité du réservoir : } V_T = \frac{Q_{\max,j} \times T \times a}{100}$$

Avec :

T : temps de vidange de du réservoir

a : fraction horaire en %

$$\text{AN : } \boxed{V_T = 500 \text{ m}^3}$$

IV.8.2.2/ Forme des réservoirs tampons :

Ce qui concerne la forme des réservoirs tampons, on opte pour la forme circulaire.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- **Le diamètre D de la cuve**

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}}$$

Avec :

- V : capacité normalisée du réservoir (m3)
- Dc : diamètre de la cuve (m)
- h : hauteur optimale d'eau (m), on propose une hauteur de 4 m.

On trouve D = 12.65 m.

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule :

$$h = \frac{4 \times V}{\pi \times Dc^2}$$

On trouve une hauteur de 3.98 m.

- **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R$$

Avec :

- H : hauteur totale du réservoir (m)
- h: hauteur d'eau (m)
- R : revanche 0.5 (m)

Les dimensions du réservoir sont portées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : dimensions du réservoir tampon.

Réservoir	V (m3)	h (m)	S (m ²)	D (m)	H (m)
Tampon	500	4	125	12.65	5

IV.8.3/ Dimensionnement de la bache de la station de pompage (SP) :

La bache de reprise dans notre cas 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 :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \times t}{Tf}$$

Avec :

- V_{bache} : volume de la bache (m3).
- Q_{max,j} : débit maximal journalier total.

- T_f : temps de fonctionnement de la station de pompage ($T= 20$ h).
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25$ h).

Alors le volume de la bache sera :

$$V_{\text{bache}} = \frac{16307.46 \times 0.25}{20}$$

$$V_{\text{bache}} = 203.84 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 250 m³.

Tableau IV.3 : dimensions de la bache de reprise d'une forme rectangulaire.

Bache de reprise	V (m ³)	L (m)	H (m)	l (m)	S (m ²)
SP	250	10	5	5	50

IV.9/ Hygiène et sécurité des réservoirs :

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les capacités et les dimensions de différents ouvrages hydrauliques qui sont le réservoir de distribution, le réservoir tampon et la bache de reprise de la station de pompage pour satisfaire les besoins en eau de l'agglomération et assurer le bon fonctionnement de l'adduction et la station de pompage.

Chapitre V

Etude d'adduction

Introduction :

Les deux points de production et de consommation sont éloignés l'un de l'autre. Pour cela, on utilise des moyens du transport de l'eau, ce transport se fait par pompage, gravitaire ou mixte à l'aide d'une adduction. Le transfert d'eau à partir des forages du champ captant El Hzima vers le nouveau pôle urbain, nécessite le choix de meilleure variante d'adduction et la détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale, qui est le but de ce chapitre, on considère que l'adduction commence dès la station de pompage.

V.1/ Types d'adduction :

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

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte ;

V.1.1/ Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération et l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente.

V.1.2/ Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement se fait par pompage.

V.1.3/ Adduction mixte :

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

V.2/ Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.

- Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversées des rivières, des routes, des chemins de fer etc...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.

V.3/ Choix des matériaux de canalisation :

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

V.3.1/ Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

V.3.2/ Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

V.3.3/ PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à

la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux. L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

V.3.4/ PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Remarque : nous avons opté pour type de conduite PEHD grâce à ses avantages qui sont :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et mise en service.
- Le prix de la fourniture, du transport et de pose.
- La disponibilité sur le marché local.

V.4/ Calcul hydraulique :

V.4.1/ Cas gravitaire :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_{eq} \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale (m).
- K' : Coefficient de perte de charge.
- L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m).

$$L_{eq} = L_g + L_e \dots\dots\dots (V.2)$$

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).
- L_e : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_L = 1.10 \times \Delta H_p^{lin} \implies L_{eq} = 1.10 \times L_g \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :

- ΔH_L : perte de charge linéaire totale (m).
- ΔH_p^{lin} : perte de charge linéaire (m).

V.4.2/ Cas refoulement :

Pour la détermination du diamètre de refoulement il faut faire une étude technico économique, il faut calculer :

a) Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité, il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (V.6)$$

A : Frais d'amortissement (DA).

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite,

n = 30 ans. A.N :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.0888$$

$$A = 8.88\%$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D1, D2, ... Dn).

b) Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations (D1, D2, Dn). Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2, Dn.

V.4.2.1/ Calcul des pertes de charge :

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

- Les pertes de charge linéaires.

- Les pertes de charge singulières.

V.4.2.1.1/ Pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue Ks exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = I \times L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (V.7)$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

$$\text{Formule de Nikuradzé : } \lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (V.8)$$

$$\text{Formule Colebrook : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots (V.9)$$

V.4.2.1.2/ Pertes de charge singulières :

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0.10 \Delta H_l \dots\dots\dots (V.10)$$

V.4.2.1.3/ Pertes de charge totales :

Les pertes de charge totales (ΔH_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + 0.1 \Delta H_l = 1.10 \Delta H_l \dots\dots\dots (V.11)$$

V.4.2.2/ Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

- Hg : la hauteur géométrique (m).
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m).
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m).

V.4.2.3/ Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \text{ (w)(V.13)}$$

Avec:

- η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)
- Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- g : Accélération de pesanteur (9.81 m/s²)
- ρ : masse volumique de l'eau (kg/m³).

V.4.2.4/ Energie consommée par la pompe :

$$E = P \times t \times 365 \text{ (KWh)(V.14)}$$

- t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas $t=20$ h
- P : puissance de la pompe en (kW)

V.4.2.5/ Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh par l'énergie consommée dans l'année.

$$F_{ex} = E \times e \text{ (DA) (V.15)}$$

- E : énergie consommée par la pompe en (KWh)
- e : prix unitaire d'un KWh ; en Algérie le prix de KWh est facturé 4.472 DA/KWh
-

V.5/ Proposition des variantes :

Vue la morphologie du terrain qui est accidenté, la hauteur géométrique est importante, Alors, pour refouler l'eau jusqu'au réservoir, il est nécessaire de trouver des zones favorables pour l'implantation d'un ou plusieurs ouvrages hydrauliques ; station de pompage et réservoir tampon, une étude de variante est nécessaire.

a) Variante N°1

La variante N°01, consiste-t-on deux étapes :

- L'eau potable est pomper à partir du champ captant El Hzima vers le réservoir tampon projeté (côte radier = 290.00 m), passe par la station de pompage projeté (côte = 210.00 m).

- L'eau potable est acheminée à partir du réservoir tampon projeté (cote radier = 290.00 m)
- A l'aide d'une conduite gravitaire vers le réservoir de stockage (côte radier = 173.00 m).
- Comme montre la figure (V.1)



Figure V.1 : tracé de la variante 01.

b) Variante N°2

La variante N°02, consiste-t-on deux étapes :

- L'eau potable est pomper à partir du champ captant El Hzima vers le réservoir tampon projeté (côte radier = 290.00 m), passe par la station de pompage projeté (côte = 200.00 m).
- L'eau potable est acheminée à partir du réservoir tampon projeté (cote radier = 290.00 m)
- A l'aide d'une conduite gravitaire vers le réservoir de stockage (côte radier = 173.00 m).
- Comme montre la figure (V.2).



Figure V.2 : tracé de la variante 02.

V.5.1/ Choix de la variante du tracé d'adduction :

Le choix de la variante à adopter doit passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sur le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

Dans notre cas il suffit de faire une comparaison économique entre les deux variantes, car ces dernières sont valables techniquement.

- **La première variante :**

- La hauteur géométrique entre la station de pompage et le réservoir tampon est de 80 m.
- La longueur de la conduite de refoulement est de 1326 m et la conduite gravitaire 1924 m, donc la longueur totale de la conduite d'adduction est de $L_T = 3250$ m.

- **La deuxième variante :**

- La hauteur géométrique entre la station de pompage et le réservoir tampon est de 90 m.
- La longueur de la conduite de refoulement est de 2934 m et la conduite gravitaire 2226 m, donc la longueur totale de la conduite d'adduction est de $L_T = 5160$ m.

- Il est clair que la première variante est plus économique ; car le pompage se fait pour une distance de 1326 m et pour une hauteur géométrique de 80 m ce qui va diminuer les frais d'exploitation et d'amortissement par rapport à 2934 m de distance et de 90 m de hauteur géométrique de la deuxième variante.
- Ainsi pour la conduite gravitaire, pour les deux variantes l'eau est acheminée à partir d'un réservoir tampon (cote radier = 290.00 m) vers le réservoir de stockage (côte radier = 173.00 m), la différence est la longueur de la conduite ; 1924 m pour la première variante et 2226 m pour la deuxième variante, ce qui est clair que la première variante est plus économique.

Donc après cette comparaison la variante à adopter est la première variante.

V.6/ Détermination des diamètres d'adduction :

V.6.1/ conduite de refoulement :(la station de pompage vers le réservoir tampon)

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

$$Q_{pomp} = \frac{Q_{max,j}}{T_f} = \frac{16307.46}{20} = 815.37 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{pomp} = 226.5 \text{ l/s}$$

La station de pompage (cote = 210.00 m) refoule un débit total de 226.5 l/s vers le réservoir tampon (cote radier 290.00 m) sur une longueur de 1326 m.

Le coefficient de frottement interne a été calculé par la formule de Nikuradzé pour chaque diamètre.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux suivants : Gamme du produit PN 16.

Tableau V.1 : Calcul HMT du tronçon (PEHD) (SP-RT).

Dextérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Dintérieur (mm)	Qpomp (m ³ /s)	V (m/s)	λ	Longueur (m)	Hg (m)	ΔH (m)	HMT (m)
315	28.6	257.80	0.2265	4.34	0.007	1326	84	39.67	123.67
400	36.3	327.40	0.2265	2.69	0.007	1326	84	12.31	96.31
500	45.4	409.20	0.2265	1.72	0.007	1326	84	4.59	88.59
630	57.2	515.60	0.2265	1.09	0.006	1326	84	2.10	86.10
800	72.6	654.80	0.2265	0.67	0.006	1326	84	1.32	85.32

Tableau V.2 : Frais d'amortissement (PEHD) (SP-RT).

Dextérieur (mm)	prix du ML (DA)	Longueur (m)	Annuité (%)	frais d'amortissement
315	7381.96	1326	8.88	869216.93
400	11924.71	1326	8.88	1404120.29
500	18591.04	1326	8.88	2189072.65
630	29518.59	1326	8.88	3475778.55
800	40915.00	1326	8.88	4817692.15

Tableau V.3 : Frais d'exploitation (PEHD) (SP-RT).

Dextérieur (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
315	465.83	335.1103	2446305	10939875
400	188.69	260.9725	1905099	8519604
500	115.95	240.0535	1752391	7836691
630	93.88	233.3063	1703136	7616425
800	87.45	231.1927	1687707	7547426

Tableau V.4 : Bilan du tronçon (PEHD) (SP-RT).

Dextérieur (mm)	frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
315	869216.93	10939875	41207424.00
400	1404120.29	8519604	18095679.29
500	2189072.65	7836691	12446035.65
630	3475778.55	7616425	11780423.55
800	4817692.15	7547426	12365118.15

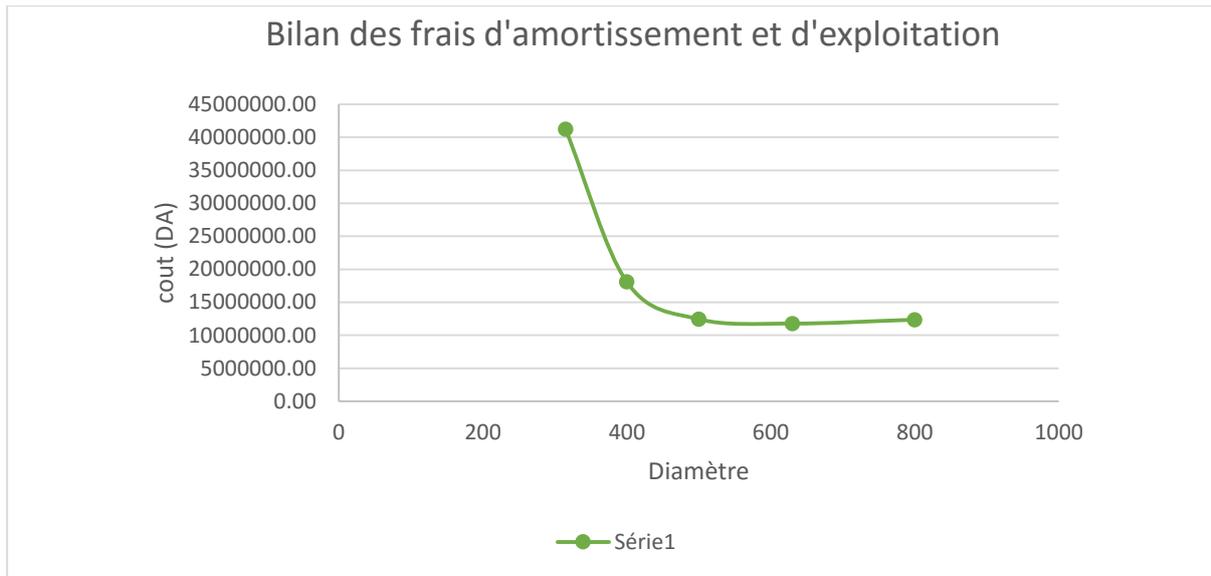


Figure V.3 : Bilan total du tronçon (PEHD) (SP-RT).

Donc : on est opté pour ce choix.

Tableau V.5 : caractéristique du tronçon (PEHD) (SP-RT).

Gamme de produit	D _{extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	Débit (m3/s)	λ	Longueur (m)	ΔHt (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN16	630	515.6	0.2265	0.006	1326	2.10	1.09

V.6.2/ Conduite gravitaire : (réservoir tampon vers réservoir de stockage)

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible ΔH_d

$$\Delta H_d = C_{rRT} - C_{rRS} = 290 - 173$$

$$\Delta H_d = 117 \text{ m}$$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

$$\Delta H_t = \Delta H_d = 117 \text{ m}$$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH :

$$\Delta H_t = \frac{8 \times \lambda \times L_{eq} \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

Avec : $L_{eq} = 1.10 \times 1924$

$L_{eq} = 2116.4 \text{ m}$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.02$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.02 \times 2116.4 \times 0.2265^2}{9.81 \times \pi^2 \times 117}}$$

$$D = 0.2737 \text{ m}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln\left(\frac{0.001 \times 10^{-3}}{0.2737}\right))^{-2}$$

$$\lambda = 0.00705$$

On fait la première l'itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.00705 \times 2116.4 \times 0.2265^2}{9.81 \times \pi^2 \times 117}}$$

$$D = 0.222 \text{ m}$$

Après plusieurs itérations la valeur de λ se stabilise à $\lambda = 0.00726$ et le $D_{interieur} = 0.223 \text{ m}$.

Donc le diamètre normalisé est de 315 mm avec PN16 ($D_{interieur} = 257.80 \text{ mm}$)

La vitesse d'écoulement $V = 4.34 \text{ m/s}$ n'est pas acceptable

Pour $D_{exterieur} = 500 \text{ mm}$, ($D_{interieur} = 409.2 \text{ mm}$), $V = 1.72 \text{ m/s}$, donc on a opté pour ce choix

Pert de charge totale = 5.21 m

Hg- $\Delta H_t = 117 - 5.21 = 111.79 \text{ m}$ de charge admissible.

Tableau V.6 : caractéristique du tronçon (PEHD) (RT-RS).

Gamme de produit	$D_{exterieur}$ (mm)	$D_{interieur}$ (mm)	Débit (m ³ /s)	λ	Longueur (m)	ΔH_t (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN16	500	409.2	0.2265	0.0067	1924	5.21	1.72

Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié de la conduite d'adduction par refoulement, cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis un meilleur choix du diamètre, ainsi pour la conduite gravitaire on a déterminé le diamètre le plus avantageux pour notre projet afin de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de stockage de notre agglomération dans les meilleures conditions.

Chapitre VI

Etude de pompage

Introduction :

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix du système pompage idéal adapté à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée le long de l'adduction. Cette étude comprendra le dimensionnement de la pompe et le choix du moteur qui va avec, ainsi que le réglage et le calage de la pompe.

VI.1/ Définition d'une pompe :

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression.

VI.2/ Type de pompe :

Il existe une multitude de types de pompes, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique totale d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique totale d'élévation a nous donc de choisir celle offrant un meilleur rendement. Nous dénombrons trois (03) grandes familles de pompes :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges parce qu'elles ont :

- Un bon rendement.
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
- Un Coût réduit.
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
- Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

VI.3/ Disposition et installation d'une pompe centrifuge :

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des Caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après :

- Disposition avec pompe en charge.
- Disposition avec pompe en aspiration.
- Disposition avec pompe en siphon.

VI.4/ Choix du type de la pompe :

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).

VI.5/ Choix du nombre de pompe :

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)_r minimal.

VI.6/ Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.

- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de prévoir l'accès à tous les engins.

VI.7/ Couplage des pompes :

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, nous ferons appel au couplage des pompes. Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fourni par une seule pompe est insuffisant.

VI.8/ Courbes caractéristiques des pompes :

Pour chaque groupe de pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q], [Pabs-Q], [η_p -Q], [(NPSH)_r-Q].

VI.9/ Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- R : Résistance de la conduite ($s^2.m^{-5}$) elle est donnée par :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge.
- L : Longueur de la conduite (m).
- g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2.s^{-1}$)
- D : Diamètre de la conduite (m).

VI.10/ Point de fonctionnement d'une pompe :

Choisir la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydraulique, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

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

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

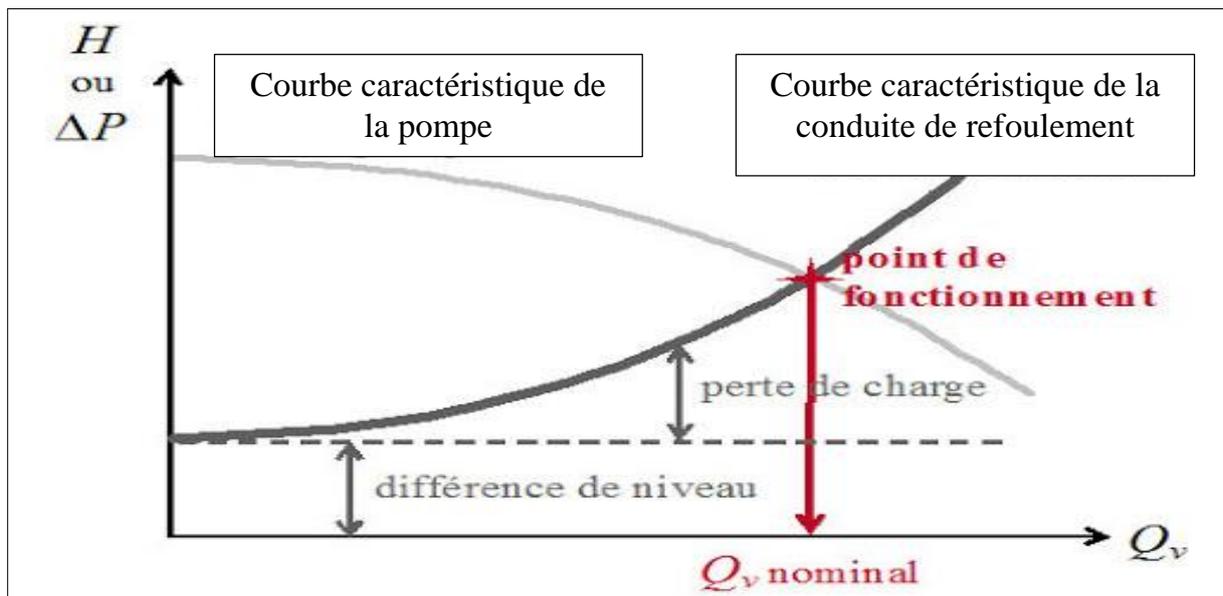


Figure VI.1 : Graphe représentatif de la détermination du point de fonctionnement.

VI.11/ Modes de réglage :

Selon que le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, nous distinguons les modes de réglage suivants :

VI.11.1/ Débit disponible > Débit appelé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande nous corrigerons cet excès par un des modes de réglage suivants :

- 1) **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
- 2) **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet Vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

Avec :

- $\eta_{ap,van}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage en (%).
- $\eta_{av,van}^{inst}$: Rendement de l'installation avant le vannage en (%).
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m).
- h_v : Différence entre la hauteur H'c et la hauteur appelée.

$$h_v = H'c - H_{app}$$

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

- 3) **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...).
- 4) **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times tf \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec :

- tf : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

- 5) **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

VI.11.2/ Débit disponible < Débit appelé :

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

- 1) **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- 2) **Changement de type de pompe.**
- 3) **Couplage des pompes.**

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode Occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

VI.12/ Calage des pompes Centrifuges :

VI.12.1/ Installation en charge :

C'est la détermination de la côte exacte de la pompe et la hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH disponible doive toujours être supérieur à NPSH requis. Pour une installation en charge le $NPSH_d$ est donné par :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH_d) = P_a + T_v + h_a - \frac{v^2}{2g} - \Delta h_{asp} \dots\dots (VI.8)$$

$$\Delta h_{asp} = \Delta h_{asp}^{lin} + \Delta h_{asp}^{sin} \dots\dots (VI.9)$$

$$\Delta h_{asp} = (1.10 - 1.15) \times \Delta h_{asp}^{lin}$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots (VI.10)$$

- r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m. On prend : $r = 0,3$
- P_{atm} : pression atmosphérique.

$$P_a = 10.33 - 0.00139 \times H \dots\dots (VI.11)$$

Avec :

- H : altitude de la station.
- T_v : Tension de vapeur saturée.
- h_{asp}^{adm} : Hauteur d'aspiration admissible.
- V_a : vitesse d'aspiration.
- Δh_{asp} : La somme des pertes de charges.

$$\nabla a = \nabla m - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots (VI.12)$$

- ∇a : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).
- ∇m : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

$$\nabla m = C_p - h + h_{inc} \dots\dots (VI.13)$$

Avec :

- 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, $r = (0,1 - 0,3)$ (m).

VI.12.2/ Installation en aspiration :

La condition de non cavitation est : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, la h_{asp}^{adm} est donné par :

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH_r) - r + P_a - T_v - \frac{v_a^2}{2g} - \Delta h_{asp} \dots\dots (VI.14)$$

$$\nabla a = \nabla m + h_{asp}^{adm} - r \dots\dots\dots (VI.15)$$

VI.13/ Application à l'adduction de notre agglomération :

VI.13.1/ la station SP :

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 226.5 l/s et une Hmt de 86.10 m.

Tableau VI.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

Nombre de pompe	Type de pompe	Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	Pabs (Kw)	Vitesse (tr/min)	NPSHr (m)
1	-	-	-	-	-	-	-
2	Type A	188	85.5	79.4	200	2900	4.37
3	Type B	234	86.2	79.7	250	1450	2.82
4	Type C	226	86.1	78.7	245	2920	5.03
5	Type D	226	86.1	71.3	273	2900	5.55

Pour la station de pompage nous allons prendre une Pompe de type B et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le rendement, la vitesse de rotation et la puissance absorbée et NPSHr minimal

Remarque : On opte pour un nombre de pompe (03) plus une pompe de secours. Ces quatre pompes sont identiques de type B.

Tableau VI.2 : Caractéristiques d'une pompe choisi pour la station de pompage.

Données techniques	Caractéristiques
Q	79.7
H	86.2
n. pôles	4
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	90 KW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 150 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN 200 (UNI PN25)

Tableau VI.3 : Point de fonctionnement des trois pompes.

Données techniques	point de fonctionnement
Q (l/s)	234
H (m)	86.2
P2 (Kw)	250
Rendement (%)	79.7
NPSH (m)	2.82

On a Débit disponible > Débit appelé donc on passe par les modes de réglages.

- 1) **Réglage qualitatif** : la réduction de la vitesse de rotation de la pompe à 1435 tr/min nous donne un rendement de 79.5 %.
- 2) **Réglage quantitatif** : le rendement de la pompe après le vannage devient 74.09 %.
- 3) **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : elle diminue le rendement.
- 4) **Diminution de temps de pompage** : n'est pas valable.
- 5) **Changement du type de la pompe** : n'est pas nécessaire.

Le meilleur mode de réglage de point de vue rendement de la pompe est le réglage qualitatif c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe à 1435 tr/min et le rendement devient $\eta = 79.5 \%$.

Tableau VI.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N	Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	λ	Δh_{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc (m)
1	0	84	1326	630	0.006	0.00	0.00	84.00
2	25	84	1326	630	0.006	0.01	0.01	84.01
3	50	84	1326	630	0.006	0.05	0.05	84.05
4	75	84	1326	630	0.006	0.11	0.12	84.12
5	100	84	1326	630	0.006	0.19	0.21	84.21
6	125	84	1326	630	0.006	0.30	0.33	84.33
7	150	84	1326	630	0.006	0.44	0.48	84.48
8	175	84	1326	630	0.006	0.59	0.65	84.65
9	200	84	1326	630	0.006	0.78	0.85	84.85
10	225	84	1326	630	0.006	0.98	1.08	85.08
11	250	84	1326	630	0.006	1.21	1.33	85.33

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

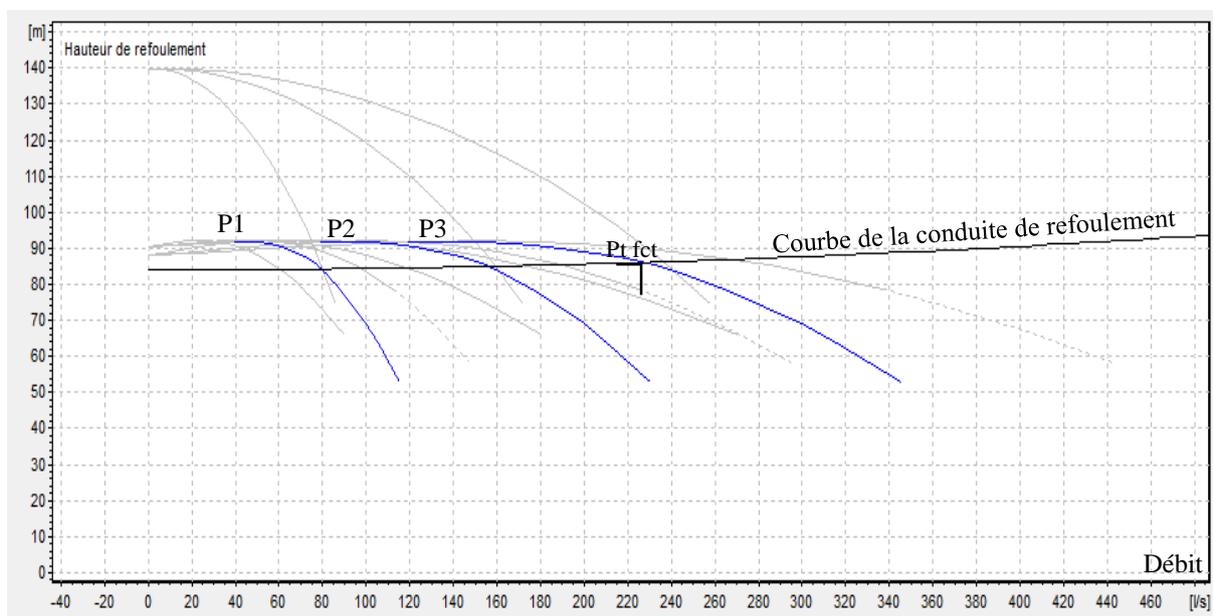


Figure VI.2 : point de fonctionnement après optimisation.

Tableau VI.5 : Point de fonctionnement des trois pompes après le réglage.

Données techniques	point de fonctionnement
Q (l/s)	227
H (m)	86.1
P2 (Kw)	242
Rendement (%)	79.5
NPSH (m)	2.68

VI.14.2/ Dimensionnement des équipements des pompes :**VI.14.2.1/ Conduite d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) da \dots\dots (VI.17)$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 200 mm Nous prendrons 1.2 comme facteur de multiplication ce qui donne : $Da = 1,2 \times 200 = 240$ mm.

Le diamètre normalisé sera égal à 250 mm.

a) Vérification de la vitesse :

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

- $V_a = (1 - 1.5)$ m/s pour $Da \leq 250$ mm
- $V_a = (1.2 - 2)$ m/s pour $250 \leq Da \leq 800$ mm
- $V_a = (1,8 - 3)$ m/s pour $Da > 800$ mm

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = 1.5 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

Tableau VI.7 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (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

$$\Delta h_{asp} = (1.10 - 1.15) \times \Delta h_{asp}^{lin}$$

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

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration. En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m.

D : diamètre de la conduite d'aspiration(m), Da=250 mm

Q : débit refoulé par une pompe (m³/s).

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0.38 \text{ m}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.15 \times 0.38 = 0.44 \text{ m}$$

La station de pompage sera implanté a la cote 210 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 210$$

$$P_{atm} = 10.04 \text{ mce}$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 2.68 m.

La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C ⇒ Tv = 0,24 mce.

Donc :

$$h_{asp}^{adm} = -2.68 - 0.3 + 10.04 - 0.24 - \frac{1.5^2}{2g} - 0.44$$

$$h_{asp}^{adm} = 6.27 > (NPSH)_r = 2.68$$

Nos pompes sont loin du risque de cavitation.

VI.14.2.2/ Calage des pompes :

Le calage de la pompe est de déterminer la cote 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 aspiration :

$$\nabla a = \nabla m + h_{asp}^{adm} - r$$

$$\nabla m = C_p - h + h_{inc}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla m = 210 - 5 + 1.2$$

$$\nabla m = 203.8 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla a = 203.8 + 6.27 - 0.3$$

$$\nabla a = 209.77 \text{ m}$$

Donc, les trois pompes doivent être calées à une cote de 209.77 m pour éviter la cavitation.

VI.14.2.3/ Equipements en amont :**a) hauteur de butée :**

Y étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que :

$$Y = 0,3\text{m pour } D_a \leq 500 \text{ mm}$$

$$Y = 1\text{m pour } D_a \geq 500 \text{ mm}$$

Comme $D_a = 250 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = 0.3 \text{ m}$.

b) Longueur du convergent :

$$l_c = (3,5 - 4) (D_a - d_a) \dots \dots \dots (\text{VI.18})$$

Prenons : $l_c = 4 (D_a - d_a) = 3.5 * (250 - 200) = 200 \text{ mm}$

c) Dimension du tronçon :

$$l_{tr \text{ asp}} = 2.D_a \dots \dots \dots (\text{V.19})$$

$$l_{tr \text{ asp}} = 2 \times 250 = 500 \text{ mm}$$

VI.14.2.4/ Equipements en aval :

Comme pour l'amont nous aurons :

$$l_{tr} \geq 2 D_r \dots \dots \dots (\text{VI.20})$$

$$l_{tr} = 2 \times 150 = 300 \text{ mm}$$

on prend : $l_{tr} = 400 \text{ mm}$

$$d_v = 0,25 D_r \dots \dots \dots (VI.21)$$

$$d_v = 0,25 \times 150 = 37,5 \text{ mm}$$

$$l_{div} = (3,5 - 4) (D_r - d_r) \dots \dots \dots (VI.22)$$

$$l_{div} = 4 \times (200 - 150) = 200 \text{ mm}$$

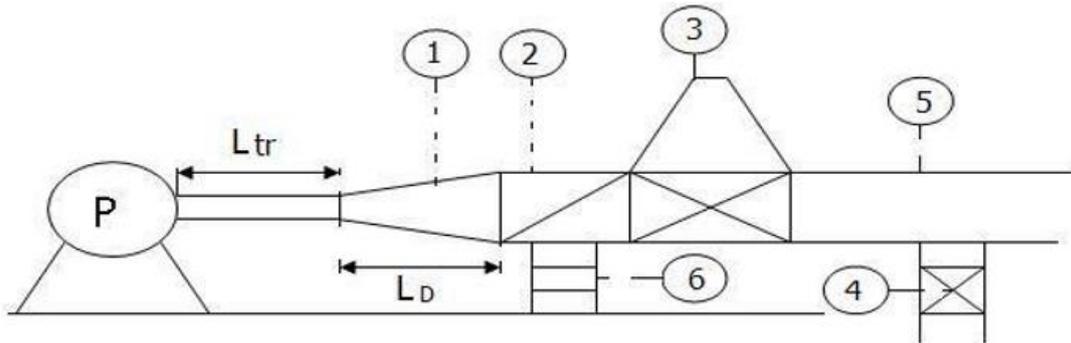


Figure VI.3 : équipements en aval.

Sur la Figure VI.3, les équipements à l'aval d'une pompe sont :

1. Le divergent.
2. Tronçon.
3. Ventouse.
4. Vidange de fond.
5. Conduite de refoulement.
6. Butée.

Et cela pour les 3 pompes.

VI.15/ Génie civil de la station de pompage :

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

1) Épaisseur des murs du bâtiment :

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de 30 cm.

2) Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (VI.23)$$

Ou :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.24)$$

H_p : hauteur de la pompe $H_p = 845$ mm

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3$ m

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m ;

A.N : $H_5 = 0,845 + 0,3 + 0,5 = H_5 = 1,65$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2$ m ;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3$ m ;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5$ m ;

A.N : $H_b = 1,65 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5$ donc $H_b = 5,45$ m

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de 5,5 m.

3) Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.25)$$

n : nombre de pompes, $n = 4$ (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = 2690$ mm

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2)$ m,

On prend : $L_{int} = 1$ m.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3$ m.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)$ m ;

On prend : $L_r = 2$ m.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 3$ m ;

A.N : $L_b = 2690 \times 4 + 1 \times 3 + 2 + 3$ donc $L_b = 19$ m.

La station de pompage aura une longueur de 19 m.

4) Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \dots \dots \dots (VI.26)$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,3$ m ;

l1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, l1 = 0,6m ;

l2 : distance entre les tubulures, l2 = 1,2 m ;

l3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l3 + l4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots\dots\dots(VI.27)$$

Où :

l_p: largeur de la pompe, l_p= 820 mm ;

l_{tr} : largeur de la tubulure de refoulement, l_{tr} = 2 × D_a

A.N : l_{tr}= 2*300 donc l_{tr}= 0,60 m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, l_{tasp} = 0,60 m ;

l_c : longueur du convergent, l_c = 0.2 m ;

A.N : l3 + l4 = 0.82 + 0,6 + 0,6 + 0.3 donc : l3 + l4 = 1.72 m

A.N : l_b = 0.6 + 1.2 + 1.72 + 2×0,3 + 4 □ l_b= 8.12 m

La station de pompage aura une largeur de 9 m.

5) Dimensions des portes :

- porte principale : 4.2*3.2

- porte secondaire : 2,2*1,2

6) Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\text{Le nombre de fenêtres : } n = \frac{S_m}{S_f}$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, S_f = (2.2 * 1.4) ;

$$\text{A.N : } n = \frac{10.68}{2.2 \times 1.4} = 3 \text{ fenetres.}$$

7) Dimensionnement du pont roulant :

Un pont roulant est prévu dans notre station de pompage, il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire :

$$m = 1.2 \times P \text{ (pompe + moteur)}$$

Vu que la pompe PM 150/ 3 A et son moteur pèsent tous deux 1400 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 1680 kg.

VI.16/ Equipements auxiliaire :

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel, un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage et de ventilation
- Un système de commande automatique et de contrôle.
- Un système d'alimentation en énergie ainsi qu'un système d'éclairage
- Un système anti-incendie.

VI.16.1/ Système de levage :

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. Il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire

$$m=1.2 \times P \text{ (pompe + moteur)}$$

Vu que la pompe PM 150/ 3 A et son moteur pèsent tous deux 1400 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 1680 kg.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le catalogue numérique Caprari et dimensionné notre station de pompage ainsi que ses différents équipements, nous avons opté pour trois pompes principales plus une pompe de secoure, afin de pomper notre débit appelé au réservoir tampon dans les meilleures conditions.

Chapitre VII

Protection des conduites contre les phénomènes transitoires

Introduction :

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites représente un élément très important pour bien choisir les paramètres de protection des conduites lors de la réalisation des réseaux d'eau potable ; et parmi ces problèmes on a : la corrosion et le coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces réseaux. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre le coup de bélier seulement par ce que les conduites en PEHD ne corrodent pas.

VII.1/ La Protection des conduites contre le Coup de Bélier (Marteau d'eau) :**VII.1.1/ définition :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire (écoulement non permanent du liquide) ; c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (sous pression), provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

Ce phénomène peut engendrer des dommages énormes ; matériels et quelques fois des pertes de vie humaines. [10]

VII.1.2/ Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier. [11]

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

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

VII.1.3/ Les risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions (jusqu'au 80% de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.
- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à -10mCE , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives : les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.
[11]
- **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

VII.1.4/ Interprétation physique du coup de bélier :

- **1^{er} phase :**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/c).

- **2^{ème} phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr est fermé.

- **3^{ème} phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

- **4^{ème} phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. [12]

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

VII.1.5/ Moyen de protection contre le coup de bélier :

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques-uns :

a) Vanne à fermeture lente :

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

b) Soupape de décharge :

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

c) Cheminée d'équilibre :

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $(4L/a)$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

d) Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

Le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

e) Réservoir d'air :

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression à une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

Tableau VII.1 : les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - Coût limité -Entretien et réglage facile -Ne consomme pas d'énergie -Indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> -Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). -Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement 	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> -Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). - Importante durée de vie ; - Indépendante d'une installation électrique ; - Pas de pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> -Possibilités d'installation limitées. -Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée). 	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression.
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> -Bon fonctionnement - Bonne sécurité ; - Pas de pertes d'eau ; 	<ul style="list-style-type: none"> -Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. -Coût élevé. 	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> -Dispositif économique -Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> -Consommation d'énergie supplémentaire. -Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. -Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage. 	Utilisé comme protection contre les dépressions

VII.1.6/ Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr. B. SALAH

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K.r(1-V_m^2)(1-V_s)}{(1-V_m^2)r.E_s + E_m e_m(1-V_s)}}} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec :

- C : célérité d'onde (m/s).
- K : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2,07.10⁹ Pa.
- ρ : Masse volumique de l'eau : 1000 kg/m³.
- E_m : module d'Young de la conduite : PEHD : 3,3.10⁹ Pa.
- E_s : Module de Yong du sol considéré E_s =2.10⁸ Pascal
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; ν_m=0,46 (PEHD)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; ν_s=0,33
- e_m : épaisseur de la conduite (mm).
- r : Rayon intérieur de la conduite (m)

A.N : C= 688 m/s.

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

$$Tr = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots (VII.2)$$

- Tr : temps de retour de l'onde de déformation (s).
- L : longueur de la conduite (m).
- c : célérité d'onde (m/s).

Tableau VII.2 : Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.

Tronçon	Longueur (m)	C (m/s)	Tr (s)
RT-RS	1924	688	5.59

Pour protéger notre conduite gravitaire il faut que $T > T_r = 5.59$ s

Avec :

T : le temps de fermeture du robinet vanne.

On choisit une vanne de temps de fermeture égal à 0.75 h = 2700 secondes, donc on est au cas d'une fermeture lente et le coup de bélier est calculé par la formule de MICHAUD suivante :

$$\Delta h = \frac{2L.V_0}{g.T} \dots\dots\dots (\text{VII.3})$$

- L : la longueur de la conduite (m).
- V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s).
- T : le temps de fermeture du robinet vanne.

Tableau VII.3 : Calcul de la valeur du coup de bélier.

Tronçon	Longueur (m)	T (s)	V_0 (m/s)	Δh (m)
RT-RS	1924	2700	1.72	0.25

On a $h_0 + \Delta h = 117 + 0.25 = 117.25$ m

La pression nominale de notre conduite choisie est de 16 bars = 160 mce

$$117.25 < 160 \text{ mce}$$

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

VII.1.7/ Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Parmi tous les anti bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur anti bélier en ligne, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement. Bon fonctionnement.

VII.1.7.1/ Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

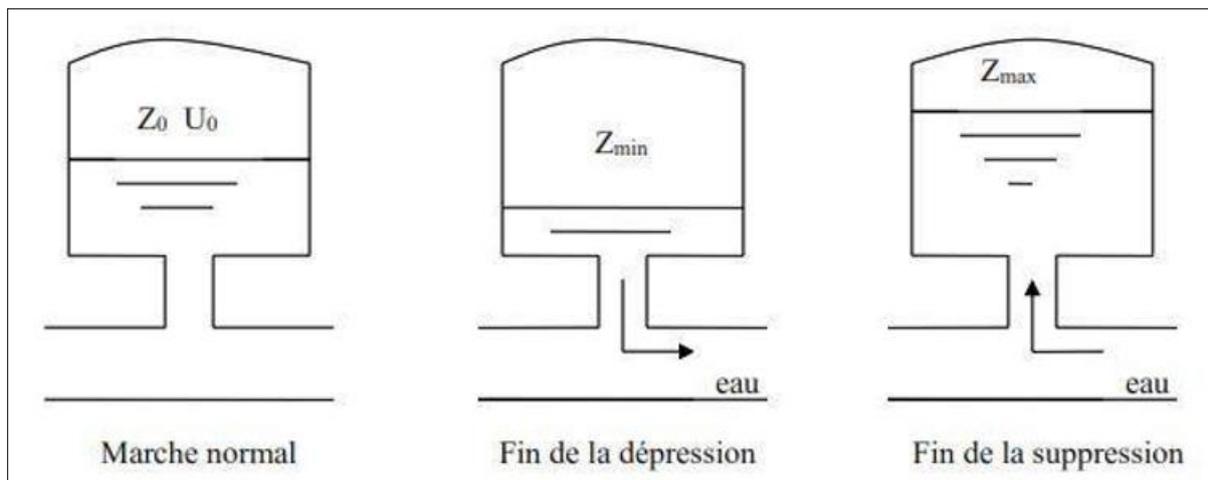


Figure VII.1 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

VII.1.7.2/ Calcul des réservoirs d'air :

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

a) Méthode de VIBERT :

C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air, cela dit elle ne tient pas compte des pertes de charge, ni de la compressibilité de l'eau et l'élasticité de la conduite

La méthode de VIBERT risque de donner des volumes du réservoir très importants. L'installation d'un réservoir anti-bélier sur le refoulement sans dispositif de freinage d'écoulement entraîne une suite d'oscillations ; le seul facteur d'amortissement est la perte d'énergie. Il sera donc nécessaire de disposer à la base du réservoir d'air un étranglement qui amortira rapidement ces oscillations. On peut utiliser comme étranglement, soit une tuyère ou un clapet à battant percé ou encore un diaphragme.

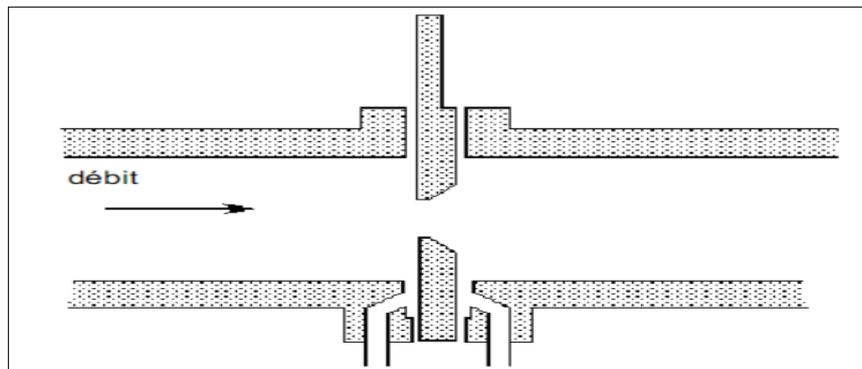


Figure VII.2 : Diaphragme.

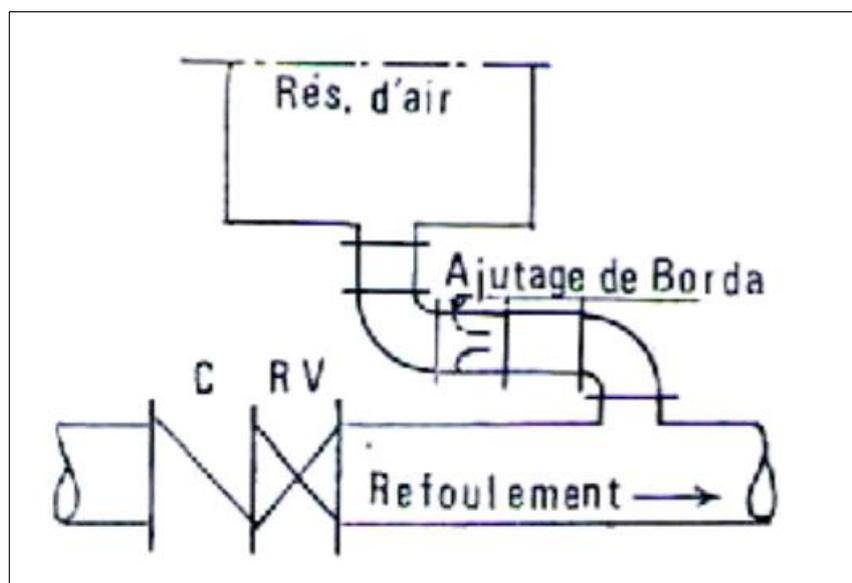


Figure VII.3 : tuyère.

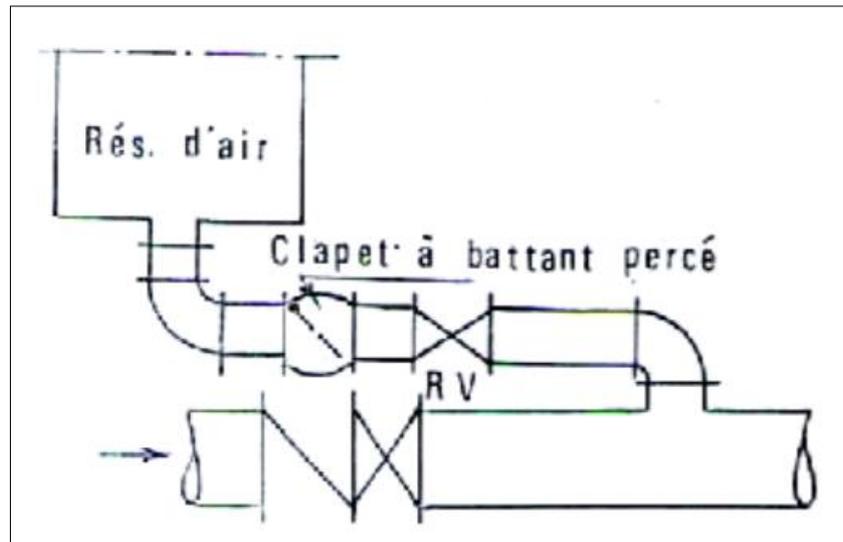


Figure VII.4 : clapet à battant percé.

b) Méthode de BERGERON :

Cette méthode a été mise au point à-peu-près simultanément par le Suisse OTHMAR SCHNYDER en 1929 et le français LOUIS BERGERON en 1931. Elle est connue en France sous le nom d'épure de BERGERON.

La méthode graphique est exactement une traduction graphique des équations aux caractéristiques établies précédemment et permet de résoudre tous les problèmes, aussi complexes soient-ils, mais c'est alors au prix d'un travail long et délicat.

c) Méthode de PEUCH et MEUNIER :

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

VII.1.7.3/ Dimensionnement du réservoir d'air :

La célérité de l'onde élastique c est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol. Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue. Elle est

donnée par la formule publiée par Mr B. SALAH su cité qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K.r(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)r.E_s + E_m e_m(1-\nu_s)}}} \dots\dots\dots (VII.4)$$

Avec :

- C : célérité d'onde (m/s).
- K : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2 ,07.10⁹ Pa.
- ρ : Masse volumique de l'eau : 1000 kg/m³.
- E_m : module d'Young de la conduite : PEHD : 3,3.10⁹ Pa.
- E_s : Module de Yong du sol considéré E_s = 2.10⁸ Pascal
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; ν_m=0,46 (PEHD)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; ν_s=0,33
- e_m : épaisseur de la conduite (mm).
- r : Rayon intérieur de la conduite (m)

1- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C.V_0}{g} \dots\dots\dots (VII.5)$$

- V₀ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
- g : l'accélération de pesanteur.

2- La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \dots\dots\dots (VII.6)$$

3- La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C.V_0}{g} \dots\dots\dots (VII.7)$$

D'où :

$\frac{Z_{max}}{Z_0}$
 $h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$

}

→ Abaque de VIBERT → $\frac{U_0}{L.S}, \frac{Z_{min}}{Z_0}$ (voir Annexe VII.1)

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}} \dots\dots\dots (VII.8)$$

- U_{max} : volume du réservoir d'air.

Tableau VII.4 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction par refoulement.

Tronçon	D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP-RT	630	57.2	515.6	0.209	1.09	1326	84

Application numérique :

- $C = 1437.15$ m/s

Tableau VII.5 : Calcul du volume du réservoir d'air de l'adduction par refoulement.

Station	Z ₀ (m)	V ₀ (m/s)	Z _{max} (mm)	Z _{max} /Z ₀	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (10 ⁻⁴)	U ₀ /L.S (10 ⁻³)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)
SP	94	1.09	191.53	2.04	0.0606	6.44	3.4	0.57	0.942	1.653

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire.

Pour notre projet, nous avons opté pour l'installation d'un réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier dans le cas d'adduction par refoulement de capacité de 1.653 m³, et c'est juste à la sortie de la station de pompage SP.

Dans le cas de l'adduction gravitaire, la fermeture lente du robinet vanne choisi 0.75h permet de minimiser la valeur du coup de bélier, la conduite est protégé.

Chapitre VIII

Pose de canalisation et accessoires

Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de poses selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VIII.1/ Pose des canalisations :**VIII.1.1/ Le Principe de pose des canalisations :**

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose dans terrain ordinaire.
- Pose en pentes.
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées.
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- Traversée de rivière.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

VIII.1.1.1/ Pose dans terrain ordinaire :

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm, la profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum).

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.

La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0.30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre purgée de pierre, le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

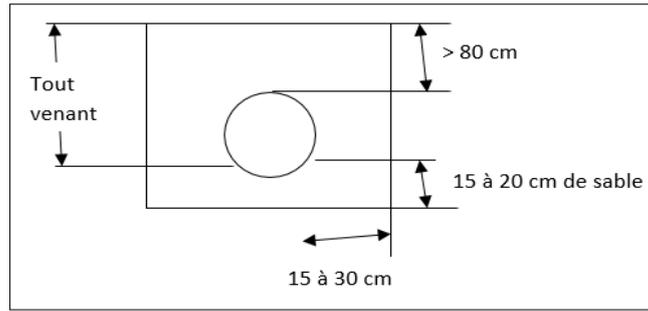


Figure VIII.1 : pose de canalisation en tranchée.

VIII.1.1.2/ Pose en pente :

La pose d'une conduite en pente demande de vérifier sa stabilité ; ça veut dire le glissement de la conduite sur cette pente la vérification se faire comme suit :

On a :

P : poids total eau + conduite. (N)

P₁ : composante normale à la pente donnant naissance à une résistance de frottement (conduite-lit)

P₂ : force de glissement.

La résistance de frottement naissant sera : K.P₁ ou (K) désigne le coefficient de frottement compris entre 0.2 et 0.3.

Dans le cas d'un glissement, il en résulte une force d'empatement ayant pour valeur :

$$F_g = P_2 - K.P_1 \dots\dots (VIII.1)$$

Tenant compte de la pente, la force de glissement :

$$F_g = P. (\sin(\beta) - K. \cos(\beta)) \dots\dots (VIII.2)$$

Puisque : P₂ = P. Sin(β)

$$P_1 = P. \cos(\beta)$$

Le glissement aura lieu si :

$$F_g > 0 \rightarrow P_2 - K.P_1 > 0$$

C'est-à-dire : $\sin(\beta) - K. \cos(\beta) > 0$

Application numérique :

a) Cas d'adduction par refoulement :

Tableau VIII.1 : calcul de la force de glissement cas de refoulement.

tronçons	Conduite	ρ (kg/m ³)	D _{extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	Longueur (m)	P _{conduite} (N)	P _{eau} (N)	P total (N)	H (m)	tan(β)	β (degré)	Sin(β)	Cos(β)	Fg (N)
1	PEHD PN16	960	630	515.6	87.99	86902.69	183072.9	269975.5	2.64	0.03	1.72	0.03	1	-59394.6
2	PEHD PN16	960	630	515.6	149.35	147504.46	310739.1	458243.5	5.97	0.04	2.29	0.04	1	-96231.1
3	PEHD PN16	960	630	515.6	224.06	221291.25	466181.4	687472.7	6.72	0.03	1.72	0.03	1	-151244
4	PEHD PN16	960	630	515.6	91.4	90270.56	190167.7	280438.3	1.83	0.02	1.15	0.02	1	-64500.8
5	PEHD PN16	960	630	515.6	96.94	95742.10	201694.3	297436.4	5.82	0.06	3.43	0.06	1	-56512.9
6	PEHD PN16	960	630	515.6	189.26	186921.28	393776.2	580697.5	9.46	0.05	2.86	0.05	1	-116139
7	PEHD PN16	960	630	515.6	69.25	68394.27	144082.2	212476.5	3.46	0.05	2.86	0.05	1	-42495.3
8	PEHD PN16	960	630	515.6	60.6	59851.16	126085	185936.1	4.24	0.07	4	0.07	1	-33468.5
9	PEHD PN16	960	630	515.6	105.29	103988.91	219067.4	323056.3	6.32	0.06	3.43	0.06	1	-61380.7
10	PEHD PN16	960	630	515.6	151.18	149311.84	314546.6	463858.4	24.19	0.16	9.09	0.16	1	-41747.3
11	PEHD PN16	960	630	515.6	100.72	99475.39	209559	309034.4	8.06	0.08	4.57	0.08	1	-52535.8

Donc la conduite de refoulement est stable et ne nécessite pas de fixation.

b) Cas d'adduction gravitaire :

Tableau VIII.2 : calcul de la force de glissement cas gravitaire.

tronçons	conduite	ρ (kg/m ³)	D _{extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	Longueur (m)	P _{conduite} (N)	P eau (N)	P total (N)	H (m)	tan(β)	B(degré)	Sin(β)	Cos(β)	Fg (N)
1	PEHD PN16	960	500	409.2	370.63	230582.71	485709.5	716292.2	70.42	-0.19	10.76	0.19	1	-42977.5
2	PEHD PN16	960	500	409.2	285.93	177887.69	374710.4	552598.1	40.03	-0.14	7.97	0.14	1	-60785.8
3	PEHD PN16	960	500	409.2	483.66	300902.87	633835	934737.9	19.35	-0.04	2.29	0.04	1	-196295
4	PEHD PN16	960	500	409.2	591.17	367788.84	774726.6	1142515	5.91	-0.01	0.57	0.01	1	-274204
5	PEHD PN16	960	500	409.2	184.03	114491.91	241170.8	355662.7	12.88	0.07	4	0.07	1	-64019.3

Donc la conduite d'adduction gravitaire est stable et ne nécessite pas de fixation.

La conduite d'adduction ne nécessite pas du maintien contre le glissement car elle est stable par son poids + poids de l'eau.

VIII.1.1.3/ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Les conduites seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au-dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30 cm, comme l'indique la figure VIII.2 ci-après :

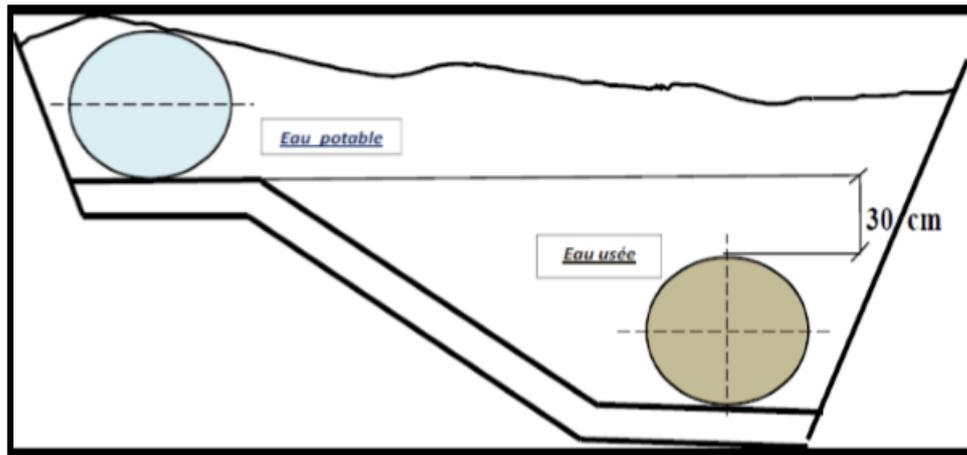


Figure VIII.2 : Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement.

VIII.1.1.4/ Pose des conduites en traversées des routes :

Cette pose sera appliquée pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

NB : dans notre cas nous allons opter pour la traversée au moyen des gaines (voir Figure VIII.3).

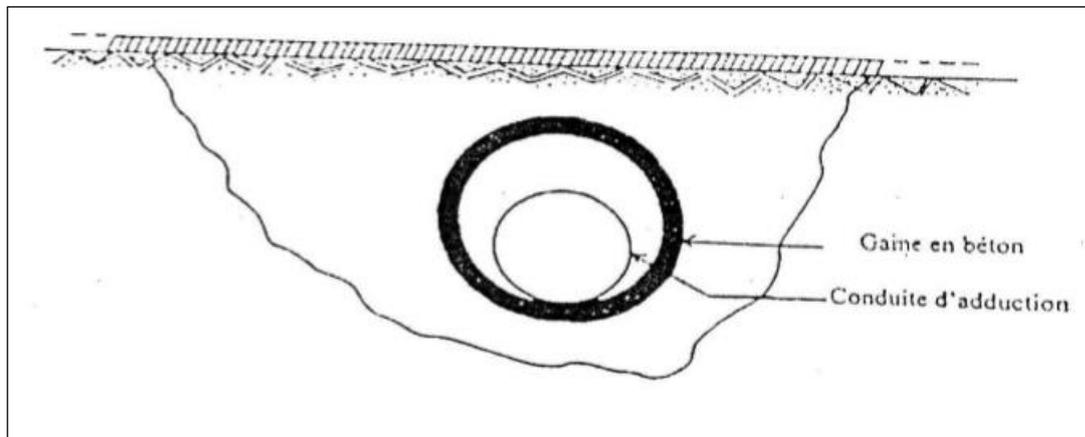


Figure VIII.3 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

VIII.1.1.5 Traversée de rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- Premier cas : l'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.
- Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VIII.1.2/ Utilisation des Butées et verrouillage :

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple.

Pour éviter tout risque de déboîtement, il devient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations.

VIII.1.2.1/ L'utilisation de massifs de butées en béton :

Une butée poids constituée par un massif en béton oppose à la poussée de l'eau F une force F' proportionnelle à son poids Q , que l'on calcule par la formule

$$F' = f \cdot Q \dots\dots (VIII.3)$$

Il est donc aisé de calculer le volume de béton à mettre en œuvre qui évitera tout déboîtement des éléments de canalisation.

$$V = \frac{F}{f \cdot \rho} \dots\dots (VIII.4)$$

V : volume de béton à mettre en œuvre en (m³).

F : poussée de l'eau calculée précédemment en (daN).

f : coefficient de frottement entre béton et terrain.

ρ : masse volumique du béton (Kg/m³) ($\rho = 2100$ Kg/m³).

VIII.2/ appareils et Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction.
- Raccorder deux conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.

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

- Les robinets vannes.
- Les robinets de vidange.
- Les ventouses.
- Les organes de mesure.
- Les pièces spéciales de raccordements.

VIII.2.1/ Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- électriquement pour des robinets de grande dimension.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

VIII.2.1.1/ Vanne à coin (à opercule) :

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm.



Figure VIII.4 : Robinet vanne à opercule.

VIII.2.1.2/ Vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse, dans notre projet nous allons les mettre à la sortie du château d'eau (de la conduite de départ). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente un avantage important. Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée à 60°, car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Figure VIII.4 : Robinet vanne papillon.

VIII.2.1.3/ Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution ou d'adduction pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VIII.2.1.4/ Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placées aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites d'adduction où s'accumule l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.



Figure VIII.5 : a) ventouse

b) fonctionnement de la ventouse.

VIII.2.2/ Organes de mesure :

VIII.2.2.1/ Mesure de débit :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement d'appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

On distingue différents dispositifs de mesure de débits dans les réseaux tel que le diaphragme, le venturi, la tuyère, ou encore les débitmètres électroniques et les compteurs.

On prévoit pour notre cas, l'installation de compteurs au niveau des points sortis des réservoirs et sortis des nœuds.

VIII.2.2.2/ Mesure de pression :

Nous utilisons dans notre projet le manomètre à aiguilles pour mesurer la pression à la sortie des réservoirs et l'entrée du réseau, et au niveau de chaque nœud du réseau.

VIII.2.3/ Les pièces spéciales de raccords :

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

- Les coudes.
- Les tés.
- Les croix de jonction.
- les manchons.

VIII.2.4/ Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés sur des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation

VIII.2.5/ Les clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les règles et les contraintes liées à la pose des canalisations et les différents accessoires d'un système d'alimentation en eau potable et leurs emplacements. La bonne gestion et l'entretien périodique de ces appareils sont nécessaires pour assurer la longévité du réseau.

Chapitre IX

Organisation de chantier

Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

IX.1/ Définition :

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

IX.2/ Différents travaux à entreprendre :**IX.2.1/ Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau de distribution sont :

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Construction des regards
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

IX.2.2/ Travaux concernant la station de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.

- Maçonnerie et finition générale.

IX.2.3/ Travaux concernant les réservoirs :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont :

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

IX.3/ Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

IX.3.1/ Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fonctions : Godet normal pour travail en butée. Godet rétro pour travail en fouille et en tranché. Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage. Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

IX.3.2/ Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de 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.

IX.3.3/ Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique

permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).

IX.3.4/ Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30cm 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.

IX.4/ Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution :

IX.4.1/ Enlèvement de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs.

$$V_{cv} = L \times b \times e \dots\dots\dots (IX.1)$$

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).
- L : longueur total des tranchées en(m).
- b : largeur de la couche végétale en(m).
- e : épaisseur de la couche en (m), $e = 10\text{cm}$

IX.4.2/ Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers Sachant que :

$$S_{exc} = b \times h \dots\dots\dots (IX.2)$$

- S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe ;
- b : largeur de la tranchée ;
- h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S \times L_{exc} \dots\dots\dots (IX.3)$$

- V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
- L : distance entre deux coupes consécutives.

IX.4.3/ La profondeur de la tranchée :

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

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots\dots (IX.4)$$

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

IX.4.4/ Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse jusqu'à 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,5 \text{ m.}$$

- b : largeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).

IX.4.5/ Lit de sable :

Le long de l'adduction et le réseau de distribution, les conduites doivent être posées sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

$$V_s = b \times e \times L \dots\dots (IX.5)$$

- V_s : volume du lit de sable (m³).
- e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm.
- L : longueur de la tranchée (m).

IX.4.6/ Remblais compactés :

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c.$$

$$V_s = 0,15 \times b \times L.$$

$$V_c = S \times L.$$

- V_{rem} : volume du remblai en (m³).
- V_s : volume du lit de sable (m³)
- V_c : volume de la conduite (m³)

IX.4.7/ Calcul du volume de terre à évacuer :

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f \times (V_{exc} - V_{rem})$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,3$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau IX.1 : Calcul des volumes pour l'adduction.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Htr (m)	b (m)	V _{cv} (m ³)	V _{exc} (m ³)	V _{con} (m ³)	V _{lit sable} (m ³)	V _{rem} (m ³)	V _{eva} (m ³)
500	0.1963	1924	1.25	1.1	211.64	2645.50	377.68	317.46	1950.36	903.68
630	0.3116	1326	1.38	1.23	163.10	2250.75	413.18	244.65	1592.92	855.18
Total	-	-	-	-	374.74	4896.25	-	562.11	3543.28	1758.86

NB : la conduite d'adduction en PN16.

Tableau IX.2 : Calcul des volumes pour le réseau de distribution.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Htr (m)	b (m)	V _{cv} (m ³)	V _{exc} (m ³)	V _{con} (m ³)	V _{lit sable} (m ³)	V _{rem} (m ³)	V _{eva} (m ³)
63	0.0031	5422.70	1.01	0.56	305.30	3092.67	16.90	457.95	2617.83	617.30
75	0.0044	405.10	1.03	0.58	23.29	238.76	1.79	34.94	202.03	47.75
90	0.0064	1120.20	1.04	0.59	66.09	687.35	7.12	99.14	581.09	138.14
110	0.0095	1077.30	1.06	0.61	65.72	696.58	10.23	98.57	587.78	141.45
125	0.0123	232.70	1.08	0.63	14.54	156.35	2.85	21.82	131.68	32.07
160	0.0201	2444.70	1.11	0.66	161.35	1790.99	49.13	242.03	1499.83	378.50
200	0.0314	2993.70	1.15	0.70	209.56	2409.93	94.00	314.34	2001.59	530.84
250	0.0491	3995.10	1.20	0.75	299.63	3595.59	196.01	449.45	2950.13	839.10
315	0.0779	2650.70	1.27	0.82	216.03	2732.81	206.47	324.05	2202.29	689.67
400	0.1256	2071.80	1.35	0.90	186.46	2517.24	260.22	279.69	1977.33	701.88
500	0.1963	280.85	1.45	1.00	28.09	407.23	55.12	42.13	309.99	126.42
630	0.3116	1800.00	1.58	1.13	203.40	3213.72	560.82	305.10	2347.80	1125.70
Total	-	-	-	-	1779.46	21539.21	-	2669.19	17409.36	5368.81

NB : les conduites du réseau de distribution en PN10

IX.4.8/ Devis estimatif des différents travaux :**Tableau IX.3 :** devis estimatif des travaux d'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	374.74	150	56211
Excavation des tranchées.	M ³	4896.25	250	1224062.5
Mise en œuvre d'un lit de sable	M ³	562.11	1000	562110
Remblais des tranchées en terre épierrée compactée	M ³	3543.28	150	531492
Total				2373875.5

Tableau IX.4 : devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Fourniture transport et pose des conduites en PEHD PN16				
DN 500 mm	ml	1924	32000	61568000
DN 630 mm	ml	1326	50000	66300000
Total				127868000

Tableau IX.5 : devis estimatif des travaux du réseau de distribution.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	1779.46	150	266919
Excavation des tranchées.	M ³	21539.21	250	5384802.5
Mise en œuvre d'un lit de sable	M ³	2669.19	1000	2669190
Remblais des tranchées en terre épierrée compactée	M ³	17409.36	150	2611404
Total				10932315.5

Tableau IX.6 : devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites du réseau.

Désignation des travaux	Unité	quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Fourniture transport et pose des conduites en PEHD PN10				
DN 63 mm	ml	5422.70	400	2169080
DN 75	ml	405.10	500	202550
DN 90	ml	1120.20	700	784140
DN 110	ml	1077.30	1100	1185030
DN 125	ml	232.70	1500	349050
DN 160	ml	2444.70	2300	5622810
DN 200	ml	2993.70	3600	10777320
DN 250	ml	3995.10	5600	22372560
DN 315	ml	2650.70	8600	22796020
DN 400	ml	2071.80	13500	27969300
DN 500	ml	280.85	21000	5897850
DN 630	ml	1800.00	35000	63000000
Total				163125710

IX.5/ Calcul du volume des travaux de la station de pompage :**Tableau IX.7** : récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
19	9	5.5	0.3	2.2*1.4	secondaire	principale
					2.2*1.2	4.2*3.2

Poteaux : $b \times b = 40 \times 40$

Poutres : $b \times b = 40 \times 40$

IX.5.1/ les volumes :**a) Décapage :**

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times 19 \times 9 = 25.65 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 25.65 \text{ m}^3}$$

b) Excavation (Fouilles) :

$$\text{Pour une fouille } V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour 18 fouilles ; } V_{\text{exa}} = 3,375 \times 18 = 60.75 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{exa}} = 60.75 \text{ m}^3$$

c) Béton de propreté :

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{\text{bp}} = 1,6 \times 1,6 \times 0,1 = 0,256 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour les 18 fouilles } V_{\text{bp}} = 18 \times 0,256 = 4.608 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{bp}} = 4.608 \text{ m}^3$$

d) Béton armé :

- **Semelles :**

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 18 \times 0,9 = 16.2 \text{ m}^3$$

$$V_s = 16.2 \text{ m}^3$$

- **Demi – poteaux :**

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{dp}} = 0.16 \times 18 = 2.88 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{dp}} = 2.88 \text{ m}^3$$

- **Poutre inférieure :**

$$V_{\text{pinf}} = (0,4 \times 0,4 \times 19 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 9 \times 5) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 18) = 15.17 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{pinf}} = 15.17 \text{ m}^3$$

- **Chape inférieure :**

La chape inférieure a une épaisseur de 7 cm.

$$\text{On aura : } V = (3.9 \times 3.32 \times 10) \times 0.07 = 9.064 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{cinf}} = 9.064 \text{ m}^3$$

- **Poteaux :**

$$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3 ;$$

$$\text{Donc pour 18 poteaux, } V_p = 18 \times 0,88 = 15.84 \text{ m}^3$$

$$V_p = 15.84 \text{ m}^3$$

- **Chape supérieure :**

Dalle pleine d'une épaisseur de 15 cm.

$$V = (19 \times 9) \times 0.15 = 25.65 \text{ m}^3$$

$$V_{cs} = 25.65 \text{ m}^3$$

e) Remblai :

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté. Volume de remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 18 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (0.4 \times 0.4 \times 1.1)] = 41.39 \text{ m}^3$$

$$V_{rf} = 41.39 \text{ m}^3$$

Volume de remblais des cases :

$$V_{rc} = (3.9 \times 3.32) \times 0.5 \times 10 = 64.55 \text{ m}^3$$

$$V_{rc} = 64.55 \text{ m}^3$$

f) Maçonnerie :

- **Maçonnerie mur :**

On utilise le type de briques : Briques

(30x20x10), $S = 0,06 \text{ m}^2$

Surface des murs

$$S = (3.39 \times 5,5) \times 10 + (3.32 \times 5.5 \times 4) - (2.2 \times 1.4 \times 3) - (2.2 \times 1.2 + 4.2 \times 3.2) = 235 \text{ m}^2$$

$$N_b = 235 / 0,06 = 3920 \text{ briques.}$$

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b + 100 = 100 + 3920 = 4020 \text{ briques.}$$

- **Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure :**

$$S = 0,9 \times 2 \times (19+9) = 50.4 \text{ m}^2$$

$$N_b = 50.4 / 0,06 = 840 \text{ briques.}$$

$$N_b.tot = 4020 + 840 = 4860 \text{ briques.}$$

Tableau IX.8 : devis estimatif des travaux de la station de pompage.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de la terre végétale	M ³	25.65	150	3847.5
Excavation en tranchée	M ³	60.75	250	15187.5
Remblai en terre épierrée compactée	M ³	105.94	150	15891
Fourniture, transport et mise en œuvre d'un béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	M ³	4.608	8000	36864
Fourniture, transport et mise en œuvre d'un béton armé dosé à 350 kg/m ³		84.81	40000	3392400
Maçonnerie en briques ...	Unité	4860	45	218700
Total				3682890

IX.6/ Calcul du volume des travaux des réservoirs :**IX.6.1/ réservoir de stockage :****a) Décapage :**

$$V_d = 0.1 \times (28^2 \times 3.14) / 4 = 61.54 \text{ m}^3$$

$$V_d = 61.54 \text{ m}^3$$

b) Excavation :

$$V_{exc} = 0.5 \times 28^2 \times 3.14 / 4 = 307.72 \text{ m}^3$$

$$V_{exc} = 307.72 \text{ m}^3$$

c) Béton de propreté :

$$V_{bp} = 0.1 \times 615.44 = 61.54 \text{ m}^3$$

$$V_{bp} = 61.54 \text{ m}^3$$

d) Béton armé :**- Voile du réservoir :**

$$V = (26^2 \times 3.14/4 \times 8) - (25.5^2 \times 3.14/4 \times 8) = 161.71 \text{ m}^3$$

$$V_{bav} = 161.71 \text{ m}^3$$

- Radier du réservoir :

$$V = 0.6 \times 615.44 = 369.26 \text{ m}^3$$

$$V_{rd} = 369.26 \text{ m}^3$$

- Parois du réservoir :

$$V_{pr} = (28^2 \times 3.14/4 \times 5) - (27.5^2 \times 3.14/4 \times 5) = 108.92 \text{ m}^3$$

$$V_{pr} = 108.92 \text{ m}^3$$

- Coupole du réservoir :

$$a = 10^\circ$$

$$V = 14.14 \times 43.96 \times 0.15 = 93.24 \text{ m}^3$$

$$V_{cp} = 93.24 \text{ m}^3$$

- Finition : peinture :

$$S = 1500 \text{ m}^2$$

IX.6.2/ réservoir tampon :**a) Décapage :**

$$V_d = 0.1 \times 125 = 12.5 \text{ m}^3$$

$$V_d = 12.5 \text{ m}^3$$

b) Excavation :

$$V_{exc} = 0.5 \times 125 = 62.5 \text{ m}^3$$

$$V_{exc} = 62.5 \text{ m}^3$$

c) Béton de propreté :

$$V_{bp} = 0.1 \times 128 = 12.8 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{bp} = 12.8 \text{ m}^3}$$

d) Béton armé :**- Radier du réservoir :**

$$V = 0.4 \times 125 = 50 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{rd} = 50 \text{ m}^3}$$

- Parois du réservoir :

$$V = (12.65^2 \times 3.14/4 \times 4) - (12.25 \times 3.14/4 \times 4) = 31.28 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{pr} = 31.28 \text{ m}^3}$$

- Coupole du réservoir :

$$a = 5^\circ$$

$$V = 6.35 \times 0.15 \times 39.72 = 37.84 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{cp} = 37.84 \text{ m}^3}$$

- Finition : peinture :

$$\mathbf{S = 159 \text{ m}^2}$$

IX.6.3/ bâche d'eau :**a) Décapage :**

$$V = 10.1 \times 5.1 \times 0.1 = 5.52 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 5.52 \text{ m}^3}$$

b) Excavation :

$$V_{exc} = 10.1 \times 5.1 \times 5 = 257.55 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{exc} = 257.55 \text{ m}^3}$$

c) Béton de propreté :

$$V_{bp} = 10.1 \times 5.1 \times 0.1 = 5.52 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{bp} = 5.52 \text{ m}^3}$$

d) Béton armé :

$$V = (10 \times 0.4 \times 5) \times 2 + (5 \times 5 \times 0.4) \times 2 + (10 \times 5 \times 0.2) \times 2 = 80 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 80 \text{ m}^3$$

Tableau IX.9 : devis estimatif des travaux des réservoirs.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT ; (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de la terre végétale	M ³	79.56	200	15912
Excavation en grande masse	M ³	627.77	350	219719.5
Fourniture, transport et mise en œuvre d'un béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	M ³	79.86	8000	638880
Fourniture, transport et mise en œuvre d'un béton armé dosé à 350 kg/m ³	M ³	823.33	40000	32933200
Réalisation d'une peinture extérieure....	M ²	1659	300	497700
Total				34305411.5

IX.7/ Devis total du projet :

Pose de Canalisation : 304299901 DA HT

La station de pompage : 3682890 DA HT

Les réservoirs : 34305411.5 DA HT

Devis estimatif HT : 342288202.5 DA HT

TVA : 19%

Devis estimatif du projet

En chiffre : 407322961 DA TTC

En lettre :

Quatre cents sept millions trois cents vingt-deux mille neuf cents soixante et un Dinars Algérien.

NB : Ce devis ne comporte pas les pompes et le réservoir d'air (dépendent de la marque).

IX.8/ Planification des travaux :

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

IX.8.1/ Station de pompage :

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

Tableau IX.10 : Durée des travaux pour les stations de pompage.

Opération	Durée (jour)
Décapage	1
Excavation	2
Coulage du béton de propreté.	2
Coulage du béton pour les semelles.	3
Coulage du béton pour les demi-poteaux.	3
Remblayage et compactage des fouilles.	2
Construction des murés	2
Coulage béton longrines inférieures.	3
Remblayage et compactage des casiers.	2
Coulage de la chape inférieure.	3
Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	10
Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	15
Maçonnerie et finition générale.	5
Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure) évacuation des débris et nettoyage.	7

IX.8.2/ Réservoirs :

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau.

Tableau IX.11 : Durée des travaux pour les réservoirs.

Opération	Durée (jour)
Décapage	1
Excavation	2
Pose du tout venant	3
Coulage du béton de propreté.	3
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	30
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	15
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	30
Remblayage et compactage.	7
Maçonnerie et finition générale.	15
Evacuation des débris et nettoyage	3

IX.8.3/ Adduction et le réseau de distribution :

Les tâches de réalisation de l'adduction et le réseau de distribution et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.12 : Durée des travaux pour l'adduction et le réseau de distribution.

Opération	Durée (jour)
Décapage.	6
Exécution des tranchées et des fouilles.	25
Aménagement du lit de pose.	12
Soudage des conduites.	35
La mise en place des canalisations en tranchée.	12
Raccordement avec la station et le réservoir.	5
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	10
Remblai des tranchées.	15
Travaux de finition	15

La durée totale du projet s'élève à approximativement 361 jours soit 11 mois et 12 jours si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé.

IX.9/ Protection et sécurité du travail :**IX.9.1/ Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :**

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

IX.9.1.1/ 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.

IX.9.1.2/ 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.

IX.9.2 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. [11]

IX.9.3/ 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. [11]

IX.9.4/ Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**IX.9.4.1/ 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, gants, chaussures, lunette protectrice etc.) [11]

IX.9.4.2/ Autre protection :

- 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.

IX.9.4.3/ 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.

IX.9.4.4/ 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.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les travaux qui vont avoir lieu sur chantier avec les principaux engins utilisés pendant la réalisation.

L'estimation du coût du projet à travers l'évaluation des différentes tâches qui vont constituer ce projet à révéler un coût total de **407322961 DA** et une durée de réalisation de 11 mois et 12 jours.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers cette étude, nous avons dimensionnée le système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain ZHUN OUEST de la commune de BISKRA. Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

On a commencé par étudier les caractéristiques de la zone d'étude et estimé ses besoins en eau à l'horizon d'étude saturation de la ville. Nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme sont de 16307.46 m³/j soit 188.74 l/s, sont satisfaits par rapport au débit journalier fournit par les forages.

En ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons projeté un réseau maillé avec type de matériau PEHD dont le dimensionnement est fait à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET. On a choisi des diamètres appropriés qui nous ont permis d'obtenir des pressions et des vitesses acceptables.

La nature du relief exige l'implantation de trois ouvrages de stockage, un réservoir de capacité de 2000 m³ pour la distribution, un réservoir tampon de 500 m³ pour faire la liaison entre la conduite d'adduction de refoulement et la conduite gravitaire et la bêche à eau de la station de pompage pour accumuler l'eau des forages avant le pompage.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons effectué une étude technico-économique qui a donné des diamètres de 630 mm pour la conduite de refoulement et de 500 mm pour la conduite gravitaire avec des vitesses acceptables.

Nous avons utilisé le catalogue numérique pour dimensionner notre station de pompage ainsi que ses différents équipements, afin de pomper le débit appelé dans des meilleures conditions.

Pour la protection des conduites contre les phénomènes transitoires, nous avons dimensionné un réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier dans le cas d'adduction par refoulement de capacité de 1.653 m³ et installer une vanne à fermeture lente pour la protection de la conduite gravitaire.

Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires, et on a aussi défini à chacune, une pose adéquate à son emplacement dans le terrain.

Nous avons aussi défini les différentes tâches à accomplir sur chantier ainsi que des précautions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.

Enfin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de réaliser ce projet et assurer les besoins en eau de la population de la zone d'étude.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

Logiciels :

[1] Google Earth pro

Ouvrages généraux et mémoires :

[2] **BOUDJELLAL LAZHAR**. Mémoire rôle de l'oasis dans la création de l'îlot de fraîcheur dans les zones chaudes et arides « Cas de l'oasis de chetma -Biskra -Algérie »

[3] : **BLANIC, R.**, "Les besoins en eau des agglomérations urbaines et des industries", Revue de l'industrie Minérale-Mines, pp. 732-752, Novembre 1971.

[4] : **BACHAROU, T., HOUINOU, G., EDMOND, C. A., et ADJIBOICHA, M.**, (2012). "Régime de consommation en eau et son utilisation dans le calcul des réseaux d'alimentation en eau potable" Rev. Ivoir. Sci. Technol, 19, P. 159-174.

[5] **Bonnin J** (1986) : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances. Edition Eyrolles, Paris.

[6] **Amrouche S, Mokhtari O (2006)** : Calcul d'un réseau d'AEP pour trois villages de la commune de Tirmatine (WTO) à partir de l'Oued Bougdoura, mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO.

[7] **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

[8] **BOURMA, YACOUB OUSMAN**. Alimentation en eau potable de la ville de BOUARFA W.BLIDA.- Blida : [s. n.], 2008.- 91 p.

Mem. Fin d'étude : ENSH : département de spécialité : 2008.

[9] **Valiron, François**.- Mémento de gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement .T.1 : eau dans la ville, alimentation en eau.- Paris : Lavoisier Tech & Doc, 1994.- 435p.

[10] **ABDERAHIM, SAKINE ABDERAHIM**.- Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Roman (w. Blida).- Blida : [s. n.], 2009.-89 p.

Mem. Fin d'étude : ENSH : département de spécialité : 2009.

[11] **GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI**.- Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales.- Paris : EYROLLES, 1985.

[12] **BONVIN, J.**: « Hydraulique Urbaine ». Tome I, 2005.

[13] **CATALOGUE CAPRARI**

Annexes

Annexe 1

Tableau de répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	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 : ouvrage d'AEP D'ABRAMOV

Annexe 2

ABAQUE
DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

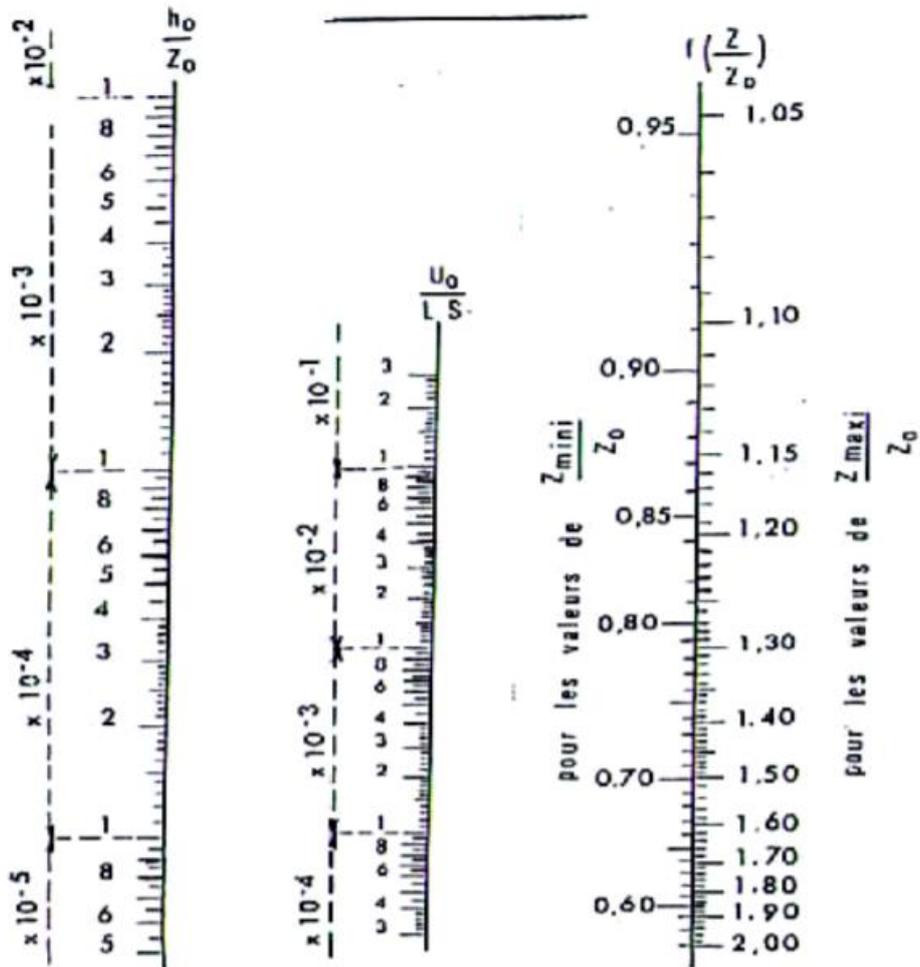


PLANCHE XXVII

Annexe 3



Prix tube PEHD eau

Code	Designation Article	UM	Nouveau	PV HT	Nouveau	PV TTC
110030201	TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML		34.32		40.15
110030251	TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML		43.78		51.23
110070321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML		55.10		64.47
110070401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML		83.50		97.69
110070501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML		128.66		150.53
110070631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML		203.83		238.48
110070751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML		289.41		338.61
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML		381.88		446.80
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML		568.93		665.64
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML		721.36		843.99
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML		1 181.58		1 382.45
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML		1 848.65		2 162.92
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML		2 869.93		3 357.81
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML		4 322.93		5 057.83
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML		6 936.23		8 115.39
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML		10 783.03		12 616.15
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML		17 077.20		19 980.32

Code	Désignation Article	U M	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33.19	38.83
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48.78	57.07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79.23	92.71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122.69	143.55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190.29	222.64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301.05	352.23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423.18	495.12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554.17	648.38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822.24	962.02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048.61	1 226.87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713.83	2 005.18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691.35	3 148.88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163.97	4 871.85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309.37	7 381.96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192.06	11 924.71
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889.78	18 591.04
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229.57	29 518.59