

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : HYDRAULIQUE URBAINE

Présenté par : THIENTA Coumba & MARIKO Halimatou

**Thème : CALCUL ET VERIFICATION DU SYSTEME
D'AEP DU POS31 DE LA NOUVELLE VILLE DE
GUELMA**

Sous la direction de : M^{me} MAIZI BENZANNACHE Naziha

Juillet 2019



Sommaire

Remerciements :	4
Liste des figures :	5
Liste des tableaux :	7
Résumé :	8
Introduction générale	10
Chapitre 1 : Estimation des besoins	13
Introduction :	14
I.1. Présentation de la zone d'étude :	14
I.1.1 Situation du problème :	14
I.1.2 Les ressources en eau :	17
I.2. Evaluation de la population :	17
I.3. Evaluation des besoins en eau potable	19
I.3.1 Inventaire des équipements publics :	19
I.3.2 Estimation des besoins actuels :	20
I.3.2.1 Besoins domestiques :	20
I.3.2.1 Besoins publics :	20
I.3.3 Estimation des besoins futurs :	22
Chapitre 2 : Système d'adduction	24
Introduction :	25
II.1 Les différents types d'adduction :	25
II.1.1 Description du tracé d'adduction :	26
II.1.2 Les équipements du système d'adduction :	27
II.2 Etude technico-économique :	27
II.2.1 Calcul du diamètre économique :	28
II.2.2 Calcul de la vitesse :	28
II.2.3 Calcul des pertes de charge :	29
II.2.3.1 Pertes de charge linéaires :	29
II.2.3.2 Pertes de charge singulières :	30
II.2.3.3 Pertes de charges totales :	30
II.2.4 Détermination de la hauteur manométrique :	30
II.2.5 Détermination de la puissance absorbée par la pompe :	30
II.2.6 Energie consommée par la pompe :	30
II.2.7 Détermination des frais :	31

II.3	<i>Dimensionnement des conduites d'adduction :</i>	32
II.3.1	<i>Adduction gravitaire (Réservoir tampon-Station de Pompage) :</i>	32
II.3.2	<i>Adduction par refoulement :</i>	33
	<i>Conclusion :</i>	35
Chapitre 3 : Calcul des réservoirs		36
	<i>Introduction :</i>	37
III.1	<i>Les différents types de réservoirs :</i>	38
III.1.1	<i>Réservoirs surélevés (château d'eau) :</i>	38
III.1.2	<i>Réservoirs au sol :</i>	40
III.2	<i>Emplacement des réservoirs :</i>	41
III.3	<i>Choix du matériau du réservoir :</i>	42
III.4	<i>Les équipements du réservoir :</i>	42
III.4.1	<i>Cuve :</i>	42
III.4.2	<i>La chambre de vannes :</i>	43
III.4.2.1	<i>La conduite d'adduction :</i>	44
III.4.2.2	<i>La conduite de distribution :</i>	44
III.4.2.3	<i>Trop plein :</i>	44
III.4.2.4	<i>Vidange :</i>	44
III.4.2.5	<i>By-pass :</i>	44
III.4.2.6	<i>Réserve d'incendie :</i>	45
III.4.3	<i>Volume du Réservoir :</i>	46
III.4.3.1	<i>Principe de calcul :</i>	46
III.4.3.2	<i>Calcul de la réserve d'équilibre :</i>	47
III.4.3.3	<i>Calcul du diamètre du réservoir :</i>	48
	<i>Conclusion :</i>	49
Chapitre 4 : Station de pompage		50
	<i>Introduction :</i>	51
IV.1.	<i>Classification des pompes :</i>	51
IV.1.1.	<i>Les pompes volumétriques :</i>	51
IV.1.2.	<i>Les Turbopompes :</i>	52
IV.2.	<i>Choix de la pompe :</i>	53
IV.2.1	<i>Ossature des pompes centrifuges :</i>	54
IV.2.2	<i>Choix du nombre de pompes :</i>	54
IV.2.3	<i>Les équipements de la pompe :</i>	54
IV.2.4	<i>Les courbes caractéristiques:</i>	55

IV.2.4.1	<i>Courbes caractéristiques des pompes centrifuges :</i>	55
IV.2.4.2	<i>Courbes caractéristiques de la conduite :</i>	56
IV.3.	<i>Point de fonctionnement :</i>	57
IV.3.1	<i>Recherche du point de fonctionnement :</i>	57
IV.3.2	<i>Réalisation du point de fonctionnement désiré :</i>	57
IV.4.	<i>Etude de la cavitation :</i>	60
IV.5.	<i>Application numérique :</i>	61
	<i>Conclusion :</i>	65
	Chapitre 5 : Modélisation du réseau de distribution (EPANET)	66
	<i>Introduction :</i>	67
V.1.	<i>Réseau de distribution :</i>	67
V.1.1.	<i>Topologie des réseaux :</i>	67
V.1.1.1.	<i>Réseau ramifié ou étoilé :</i>	68
V.1.1.2.	<i>Réseau maillé :</i>	69
V.1.2.	<i>Structure du réseau :</i>	70
V.1.2.1.	<i>Les conduites :</i>	70
V.1.2.2.	<i>Les nœuds :</i>	72
V.1.2.3.	<i>Les vannes :</i>	72
V.2.	<i>Calcul du réseau maillé par la méthode de Hardy-Cross :</i>	72
V.2.1.	<i>Principe des calculs:</i>	72
V.2.2.	<i>Résultats des calculs :</i>	73
V.3.	<i>Modélisation par EPANET :</i>	75
V.4.	<i>Simulation du réseau de distribution :</i>	76
V.5.	<i>Affichages graphique :</i>	83
V.5.1.	<i>Courbe de Distribution :</i>	83
V.5.2.	<i>Courbe de perte de charge :</i>	85
V.5.3.	<i>Profils des pressions :</i>	86
	<i>Conclusion :</i>	86
	Conclusion générale	87
	ANNEXES	89
	Références bibliographiques	92

Remerciements :

Tout d'abord nous tenons à remercier le Tout puissant, pour nous avoir donné la santé et le courage d'accomplir ce travail.

Nous remercions **Mme MAIZI NAZIHA BENZANACHE**, pour sa qualité remarquable d'encadrement, pour sa grande disponibilité, sa grande contribution, et pour le temps qu'elle a consacré à la correction de ce mémoire.

Remerciements à L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude.

Nous remercions également le groupe de la **Direction des Ressources des Eaux de la wilaya de GUELMA**.

Nous remercions nos amies et camarades qui nous ont aidés de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Enfin, que Messieurs le président de jury et les membres du jury qui feront l'honneur d'examiner ce mémoire ; trouvent l'expression pour notre parfaite considération.

Liste des figures :

<i>Fig. I.1</i> Carte hydrographique du POS 31	15
<i>Fig. I.2</i> Barrage de BOUHAMDANE au mois de mars 2017	17
<i>Fig. II.1</i> Schéma du tracé du réseau d'adduction	27
<i>Fig. II.2</i> Profil piézométrique du système	35
<i>Fig. III.1</i> Schéma général d'un réservoir entre production et distribution	37
<i>Fig. III.2</i> Illustration de la variété des réservoirs surélevés en terme de forme, taille et hauteur.....	39
<i>Fig. III.3</i> Schéma d'arrivée d'eau.....	40
<i>Fig. III.4</i> Vidange et trop plein	40
<i>Fig. III.5</i> Coupe général d'un réservoir.....	43
<i>Fig. III.6</i> Conduite by-pass	45
<i>Fig. III.7</i> Matérialisation de la réserve d'incendie	45
<i>Fig. III.8</i> Représentation graphique de la différence entre le volume d'adduction et le volume de distribution	48
<i>Fig. IV.1</i> Pompe volumétrique rotative	51
<i>Fig. IV.2</i> Pompe volumétrique centrifuge	52
<i>Fig. IV.3</i> Coupe d'une pompe centrifuge	54
<i>Fig. IV.4</i> Équipements en amont et en aval de la pompe	55
<i>Fig. IV.5</i> Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	56
<i>Fig. IV.6</i> Représentation du point de fonctionnement d'une pompe	57
<i>Fig. IV.7</i> Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation	58
<i>Fig. IV.8</i> Réalisation du point de fonctionnement par rognage	59
<i>Fig. IV.9</i> Pompe en fonte Monobloc type N80-160E.....	63
<i>Fig. IV.10</i> Réalisation du point de fonctionnement de la pompe	64

<i>Fig. V.1</i> Réseau ramifié	68
<i>Fig. V.2</i> Réseau maillé	69
<i>Fig. V.3</i> Schéma du réseau de distribution	75
<i>Fig. V.4</i> Courbe caractéristique de la pompe par EPANET	76
<i>Fig. V.5</i> Schéma de l'état du réseau après simulation	77
<i>Fig. V.6</i> État du réseau (débits et pressions) après correction des diamètres	80
<i>Fig. V.7</i> État du réseau (vitesses) après correction des diamètres	81
<i>Fig. V.8</i> Courbe de Distribution des débits	84
<i>Fig. V.9</i> Courbe de Distribution des vitesses.....	84
<i>Fig. V.10</i> Courbe de Distribution des pressions aux nœuds	85
<i>Fig. V.11</i> Évolution des pertes de charges calculées pour l'arc F-D.....	85
<i>Fig. V.12</i> Profil des pressions aux nœuds	86

Liste des tableaux :

<i>Tableau (I.1)</i> Taux d'accroissement naturel pour la wilaya de GUELMA (2012, 2014, 2015).....	18
<i>Tableau (I.2)</i> Évolution de la population	18
<i>Tableau (I.3)</i> Inventaire des équipements	19
<i>Tableau (I.4)</i> Résultats des besoins actuels et futurs	23
<i>Tableau (II.1)</i> Calcul des pertes de charges totales du tronçon RT-BC.....	32
<i>Tableau (II.2)</i> Calcul de la hauteur manométrique du tronçon SP-Réservoir.....	33
<i>Tableau (II.3)</i> Calcul des frais d'exploitation	34
<i>Tableau (II.4)</i> Calcul des frais d'amortissement	34
<i>Tableau (II.5)</i> Calcul des frais totaux	34
<i>Tableau (IV.1)</i> Rugosité moyenne des conduites commercial	62
<i>Tableau (IV.2)</i> Caractéristiques de la pompe choisie	63
<i>Tableau (IV.3)</i> Tension de vapeur en fonction de la vapeur	65
<i>Tableau (IV.4)</i> Résultats des calculs	65
<i>Tableau (V.1)</i> Qualités et faiblesses des différents réseaux	70
<i>Tableau (V.2)</i> Caractéristiques des conduites selon les matériaux des constituants	71
<i>Tableau (V.3)</i> Résultats des calculs des diamètres nominaux.....	76
<i>Tableau (V.4)</i> Résultats du calcul des débits aux nœuds	74
<i>Tableau (V.5)</i> État des arcs du réseau après simulation	78
<i>Tableau (V.6)</i> État des nœuds après simulation	78
<i>Tableau (V.7)</i> État des arcs du réseau après correction des diamètres	82
<i>Tableau (V.8)</i> État des nœuds après correction des diamètres	83

Résumé :

Ce travail consiste à faire le calcul d'un système d'alimentation en eau potable de la zone du POS31 de la nouvelle ville de GUELMA afin de vérifier tous les éléments nécessaires à savoir la pression, la vitesse, le débit et les pertes de charge. La prévision et le suivi des paramètres d'un réseau d'eau potable tels que les débits, les pressions et la qualité sont des enjeux primordiaux pour l'exploitant afin de garantir une distribution optimale en toute occasion. L'étude débute par l'estimation des besoins actuels et futurs afin de satisfaire la population à l'horizon 2044, suivi par le calcul des diamètres économiques du système d'adduction, puis le calcul de la capacité du réservoir, ainsi que celui de la station de pompage pour le choix du type de pompe convenable, et pour finir nous avons utilisé le logiciel de modélisation EPANET qui permet de simuler le comportement hydraulique, tant quantitatif que qualitatif des paramètres du réseau de distribution d'eau. Les résultats obtenus vis-à-vis de ces paramètres tels que débits, vitesses et pressions sont satisfaisants.

Abstract :

This work involves the calculation of a drinking water supply system in the POS31 area of the new town of GUELMA to verify all the necessary elements to know, pressure, speed, flow and losses charge. Predicting and monitoring the parameters of a drinking water system such as flows, pressures and quality are key issues for the operator to ensure optimal distribution on all occasions. The study begins with the estimation of current and future needs to satisfy the population by 2044, followed by the calculation of the economic diameters of the supply system, then the calculation of the capacity of the reservoir, as well as that of the pumping station for choosing the right type of pump, and finally we used the EPANET modeling software that simulates the hydraulic behavior, both quantitative and qualitative parameters of the water distribution network. The results obtained vis-à-vis these parameters such as flow rates, speeds and pressures are satisfactory.

ملخص:

يتضمن هذا العمل حساب نظام إمداد مياه الشرب في منطقة POS31 لمدينة GUELMA الجديدة للتحقق من جميع العناصر اللازمة لمعرفة الضغط والسرعة والتدفق وفقدان الحمل. يعتبر التنبؤ بمعلمات نظام مياه الشرب ومراقبتها مثل التدفقات والضغوط والجودة من المشكلات الرئيسية للمشغل لضمان التوزيع الأمثل في جميع المناسبات. تبدأ الدراسة بتقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية لإرضاء السكان بحلول عام 2044، تليها حساب الأقطار الاقتصادية لنظام الإمداد، ثم حساب سعة الخزان، وكذلك محطة الضخ لاختيار النوع الصحيح من المضخة، وأخيرا استخدمنا برنامج نمذجة EPANET الذي يحاكي السلوك الهيدروليكي، سواء المعلمات الكمية والنوعية لشبكة توزيع المياه. النتائج التي تم الحصول عليها في مقابل هذه المعلمات مثل معدلات التدفق والسرعات والضغوط مرضية.

Introduction générale

L'eau représente aujourd'hui un enjeu crucial pour toutes les sociétés, elle a une importance sans égale pour la vie sur terre. L'eau douce ne représente que 2,5% de l'eau sur terre. Elle se trouve dans les glaciers, les nappes souterraines, les lacs et les rivières. Et seul 1% de l'eau douce peut fournir de l'eau potable. Ces derniers totalisent en Algérie un volume moyen annuel de 13,4 milliards de m³, 4,7 milliards de m³ de ce volume sont stockés dans les barrages qui représentent 38% du volume total des eaux de surface. La population augmente rapidement et les besoins en eau domestique, industrielle et agricole sont de plus en plus élevés avec le temps, la consommation mondiale d'eau a doublé en 40 ans. De ce fait, la croissance de la population mondiale et celle des activités poussent les hommes et les États à aménager les espaces.

L'eau est un bien publique, chacun a le droit de l'acquérir en quantité suffisante et en quantité satisfaisante. La mission d'un service d'eau potable est définie comme devant assurer la production et la distribution d'eau potable en quantité, qualité et pression convenues en fonction des capacités du système, en respectant la réglementation, en veillant à la sauvegarde du patrimoine et en assurant la sécurité des usagers, du public et du personnel. Ces exigences nécessitent de bien dimensionner le réseau mais également de le maintenir dans un état satisfaisant. Aussi, la maîtrise, en quantité et en qualité, de l'alimentation en eau potable (AEP), impose des investigations précises dans le système de distribution pour prétendre à une gestion performante on terme de technicité, d'administratif et de planification.

L'alimentation en eau potable s'effectue à travers un assemblage de plusieurs conduites en série ou en parallèle accompagné d'un ensemble d'accessoires (coude, robinet, bouche d'incendie...).qui sont appelées à remplir des fonctions bien spécifiques, elle permet en partant d'une eau brute de produire une eau conforme aux normes de potabilité. Les conduites principales en boucle empêchent l'eau de stagner et réduisent au minimum les inconvénients pour les clients pendant les réparations. Comme la qualité de l'eau diminue quand le temps de séjour dans le réseau augmente et la vitesse à laquelle cette qualité diminue dépend en partie des caractéristiques du réseau de distribution, un réseau de grande qualité a le moins possible de conduites en impasse et assure un débit et un renouvellement adéquats de l'eau.

La modélisation des réseaux d'alimentation en eau est le dernier avancement dans le processus développement, elle est devenue une partie incontournable pour la conception et la gestion des systèmes d'alimentation en eau. Ces modèles sont assez fiables et capables de

simuler les besoins actuels et futurs en facilitant la gestion et les extensions des infrastructures hydriques et en minimisant le gaspillage et les abus.

La modélisation à l'aide d'un logiciel permettra de définir les secteurs dans lesquels la vitesse et la pression de l'eau ne respecteraient pas les conditions de fonctionnement normal d'un réseau, d'envisager les conditions d'alimentation en situation future, de proposer et de valider des aménagements remédiant aux dysfonctionnements des structures. En élaborant des scénarios qui seront simulés sur le modèle hydraulique du réseau, il sera possible de mieux comprendre et de prévoir son comportement afin d'anticiper certains dysfonctionnements.

En Algérie, la tension relative à l'AEP ne cesse de s'accroître face à une demande croissante. Les aléas climatiques observés, conjugués à une forte démographie en milieu urbain ont contribué à une pénurie incontournable des ressources mobilisables. Dans notre travail, nous allons effectuer une étude détaillée du système d'alimentation en eau potable concernant l'extension POS31 de la nouvelle ville de la commune de Guelma.

L'objectif principal est d'équilibrer et rationaliser la distribution sur l'ensemble du réseau en période estivale et hivernale tout en assurant une homogénéisation des pressions en tout point du réseau. Ce travail sera structuré en cinq chapitres, le premier chapitre porte sur l'estimation des différents besoins, suivi du deuxième qui sera consacré au calcul du système d'adduction. Le troisième chapitre porte sur le calcul du réservoir, le quatrième concerne le calcul de la station de pompage et enfin le dernier se consacre à la modélisation du réseau de distribution.

Chapitre 1 :

Estimation des

besoins

Introduction :

L'alimentation en eau potable (AEP) désigne l'ensemble du système permettant de fournir aux usagers une eau propre à la consommation directement à domicile. Dans ce chapitre, nous allons calculer les besoins en eau potable des consommateurs qui porte sur l'estimation des effectifs à desservir c'est-à-dire la population concernée par le réseau et par conséquent la détermination des besoins en eau éventuels. Il faut avoir des données suffisantes en rapport avec les différents établissements qui utilisent l'eau (écoles, hôpitaux, marchés, églises, ...). Pour cela, une bonne évaluation des besoins en eau permet de procurer juste la quantité demandée. Enfin, notre projet s'étendra sur une période de 25 ans, ce qui nous conduira à tenir compte de l'accroissement de la population.

I.1. Présentation de la zone d'étude :

I.1.1 Situation du problème :

Face aux grandes changements qui s'opèrent et de l'accroissement démographique qui contribuent à l'extension territoriale et l'augmentation de niveau de vie. Guelma n'a pas échappé à une demande en eau potable. Il faut donc projeté un nouveau réseau d'A.E.P pouvant assurer la demande en eau actuelle et celle des besoins futurs.

L'élaboration du schéma directeur de l'A.E.P de Guelma se situe dans la perspective d'accroissement de la population dans les années futures grâce à un nouveau projet d'extension de la ville appelé Plan d'occupation du sol N°31 (Pos 31).

➤ **Topographie :**

La commune de Guelma, se trouve dans la partie Est de l'Algérie appelé "Monts de Constantine", du côté des monts de Medjerda qui se poursuivent jusqu'à la frontière tunisienne. Il s'étend sur une surface montagneuse traversée en son milieu, et dans le sens de la largeur par la vallée de l'oued Seybouse.

- Au Sud et à partir de la rive droite de l'oued Seybouse s'élèvent des reliefs les plus montagneux et sur lesquels s'étend l'essentiel de la commune de Guelma.
- Au niveau du POS 31 le relief est difficilement accessible avec des pentes moyennement fortes.

➤ **Hydrographies :**

L'exutoire principal de toute la région de Guelma est essentiellement l'oued Seybouse qui prend sa source à l'extrémité Ouest de la région, collecte toutes les eaux de ruissellement du territoire communal et les drainent vers l'Est, puis plus loin vers le Nord, vers la mer méditerranée.

Le réseau hydrographique est présenté par de très nombreuse Chaâbas plus ou moins profondes et des principaux affluents de l'oued Seybouse.

A part l'oued Seybouse qui a un écoulement permanent, l'ensemble des autres oueds et Chaabas sont des cours d'eau temporaires.

La vallée de l'oued Seybouse est souvent inondée pendant les périodes pluviales soit par débordement des eaux de ruissellement, soit par déversement des eaux de lignes d'écoulement.

Au niveau du territoire du pos 31, on note la présence de Chaabas ces dernière convergent vers Oued SKHOUN qui le contourne dans sa partie ouest et se déverse vers oued Seybouse qui lui sert d'exutoire

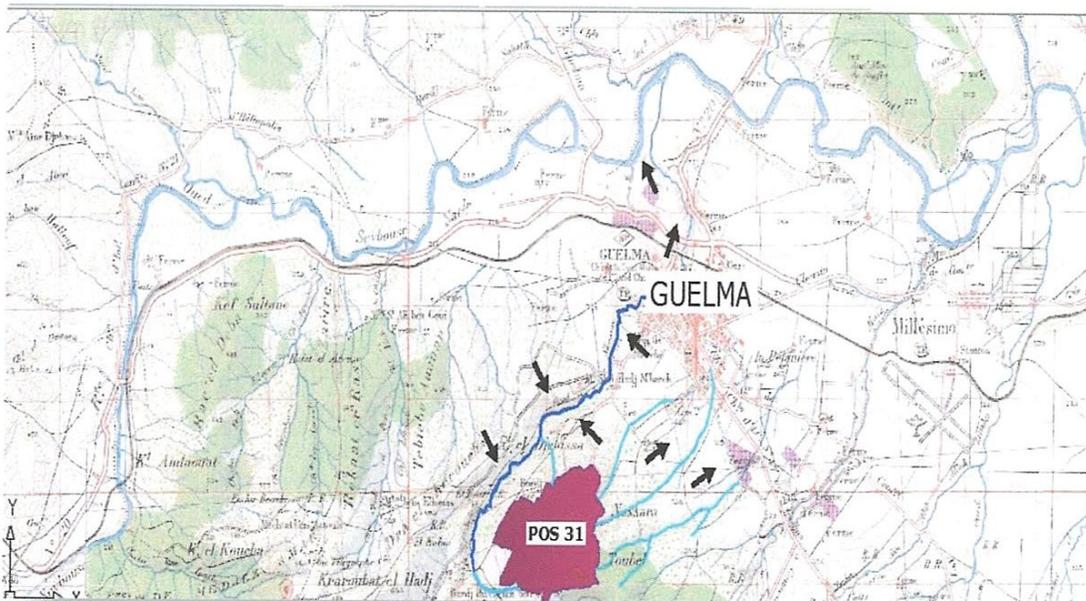


Fig. I.1 Carte hydrographique du POS 31[1].

➤ **Hydrogéologie :**

L'étude des formations géologiques susceptibles de constituer des aquifères. Leurs capacités d'emmagasinement des eaux et leurs participations à l'alimentation des nappes souterraines sont fonction de leur perméabilité et la nature géologique des roches superficielles.

➤ **Climatologie :**

Les facteurs climatiques ont un impact permanent sur la vie sociale et économique d'une région, la commune de Guelma, est dominée par un climat subhumide.

• *Les précipitations :*

La carte pluviométrique de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) (Edition 1993) montre globalement une répartition décroissante de la précipitation du Nord vers le Sud, et de l'Ouest vers l'Est. En effet dans la région de Guelma la précipitation est variée entre 363mm et 1145mm.

• *Les températures :*

Le facteur de la température de l'air a une grande influence sur le bilan hydrique du fait qu'il conditionne l'évaporation et l'évapotranspiration réel.

Le maximum des températures est atteint en Juillet 34.94°C , alors que le minimum est observé en Janvier avec une valeur de 10.08°C . La température moyenne annuelle est de l'ordre de 24.07°C .

• *Relation température et précipitation :*

La température et précipitation sont les facteurs déterminants du climat, la détermination des périodes sèches et humides est importante pour prévoir le changement des besoins en eau d'irrigation et potable aussi le régime climatique de la région étudiée.

La région de Guelma présente une période sèche qui débute à la dernière semaine du mois de Mars et se prolonge jusqu'à la dernière semaine du mois de Septembre, c'est à dire la période humide s'échelonne pour une durée de 7 mois, et la période sèche pour 4 mois. D'après le diagramme Ombrothermique la période sèche s'étale de la fin de mois de Mai jusqu'à la fin de mois d'Octobre (4mois) [1].

I.1.2 Les ressources en eau :

Les sources d’approvisionnement de la wilaya de Guelma consistent en deux types d’apport, les eaux souterraines (forages) et les eaux de surface (barrage). La principale source est la seconde. Le barrage de BOUHAMDANE qui alimente en eau les environs de Guelma se trouve sur la commune de Hammam DEBAGH. Il fournit une quantité d’eau de 43 000 m³ /jour selon la direction des ressources en eaux de GUELMA.



Fig. I.2 Le barrage de BOUHAMDANE au mois de mars 2017 [1].

I.2. Evaluation de la population :

Les années 2012, 2014 et 2015 sont les données disponibles les plus récentes sur le site de l’ONS.

Tableau (I.1) : Taux d'accroissement naturel pour la wilaya de Guelma. Années 2012, 2014 et 2015. [3]

Années	Population totale ⁴	Taux d'accroissement naturel
2012	513 076	13,8 ‰
2014	521 077	15,3 ‰
2015	529 098	15,1 ‰

Dans la pratique, l'estimation des populations actuelle et future est donnée par la formule de l'intérêt composé :

$$P_n = P_1 (1 + r)^n \quad (I.1)$$

Avec : P_1 = Population au temps t_1 ;

P_n = Population à l'horizon de calcul ;

n = Ecart d'années entre l'année de référence et l'année de calcul. ($t_n - t_1$)

r = Taux de croissance de chaque période (exprimé sous forme décimale, ex : 0.05 au lieu de 5%) [4].

Application numérique :

Dans notre étude, nous prendrons les données suivantes :

P_1 = 17187 habitants

r = 0,0151

n = 25ans

D'où la population future est de $P_n = 25000$ habitants

On considère que celle-ci évolue selon un taux d'accroissement de 15.1‰

En 2044, la population sera :

Tableau (I.2) : L'évolution de la population

Horizons	2019	2044
Population (hab.)	17187	25000

I.3. Evaluation des besoins en eau potable

I.3.1 Inventaire des équipements publics :

L'inventaire de tous les équipements (administrations, établissement d'enseignements et médicaux, municipalités, services publics, casernes...etc.) est important pour l'estimation des besoins en eau actuels et futures du POS 31.

Tableau (I.3) : inventaire des équipements (année 2019) [1]

Équipements	Capacité	Unités	Nombre
Lycée	1500	Élèves	01
C.F.P.A	600	Élèves	01
A.E.F (6classes)	200	Élèves	04
E.F	450	Élèves	02
Jardin d'enfants	170	Enfants	02
Centre culturel	140	Personnes	01
Maison de jeune	100	Personnes	01
Mosquée	520	Fidèles	02
Hôpital	1500	Lits	01
Salle de soins	800	Lits	01
Polyclinique	150	Lits	01
Salle de sports spécialisée	150	Personnes	01
Terrain de sport plein air	3275	M ²	01
Centre commercial	150	Clients	01
Marché couvert	1000	M ²	01
Sureté urbaine	250	Personnes	01
Protection civile	70	Personnes	01
Centrale téléphonique	150	Employés	01
Hôtel	100	Clients	01
Hôtel des postes	90	Personnes	01
Antenne APC	200	Employés	01
Station urbaine	10000	M ²	01

I.3.2 Estimation des besoins actuels :

L'estimation de l'eau distribuée est fonction de la population desservie, des usages non résidentiels et des pertes, on l'exprime en litres par habitant par jour (litre/habitant/jour)

I.3.2.1 Besoins domestiques :

La consommation domestique moyenne est rapportée en nombre d'habitants, elle varie alors en fonction de plusieurs paramètres tels que (pression disponible, perte et gaspillage, types d'industries...). D'autre part, elle évolue en fonction du temps en liaison avec l'évolution de la vie.

La norme de l'organisation mondiale de la santé (OMS) fixe la consommation domestique minimale à 55 l/hab. /j.

Conventionnellement, les valeurs de base données ci-dessous sont utilisées pour la consommation journalière d'eau :

- Ville de < 5000 hab. (rurale)..... 90l/hab./j
- Ville de 5000 à 20000 hab..... 150 à 200 l/hab. /j
- Ville de 20000 à 100000 hab..... 200 à 300 l/hab. /j
- Ville 100000 hab. 300 à 400 l/hab. /j

La population actuelle (2019) de la nouvelle ville de Guelma est : 17187 habitants

Les besoins domestiques actuels sont donc :

$$Q_d = \text{Dotation} * \text{nombre d'habitants} \quad (I.2)$$

$$Q_d = 17187 * 150$$

$$Q_d = 2578050 \text{ l/j} = 2578 \frac{\text{m}^3}{\text{j}} = 29,83 \text{ l/s}$$

I.3.2.1 Besoins publics :

- **Secteur éducation :**

Désignation	Unité	Capacités	Dotation (l/j/élève)	Besoins (l/j)
Lycée	1	1500	30	45000
CFPA	1	600	20	12000
AEF	4	200	30	6000
EF	2	450	20	9000
Jardin d'enfants	2	170	30	5100
			total en l/j	77100
			total en l/s	0,89

• Secteur Socio-culturel :

Désignation	Unité	Capacités	Dotation (l/j/hab.)	Besoins (l/j)
Centre culturel	1	140	60	8400
Maison de jeune	1	100	50	5000
Mosquée	2	520	10	5200
			Total en l/j	18600
			Total en l/s	0,22

• Secteur de santé :

Désignation	Unité	Capacités	Dotation (l/j/hab.)	Besoins (l/j)
Hôpital	1	1500 lits	600	900000
Salle de soins	1	800 lits	10	8000
Polyclinique	1	150 lits	20	3000
			total en l/j	911000
			total en l/s	10,54

• Secteur de sport et jeunesse :

Désignation	Unité	Capacités	Dotation (l/j/hab.)	Besoins (l/j)
Salle de sport spécialisée	1	150	10	1500
Terrain de sport plein air	1	3275	10	32750
			total en l/j	34250
			total en l/s	0,39

• Secteur administratif :

Désignation	Unité	Capacités	Dotation (l/j/hab.)	Besoins (l/j)
Centre commercial	1	150	15	2250
Marché couvert	1	1000	15	15000
Sureté urbaine	1	250	10	2500
Protection civile	1	70	10	700
Central téléphonique	1	150	5	750
Hôtel	1	100 lits	100	10000
Hôtel des postes	1	90	50	4500
antenne APC	1	200	10	2000
station urbaine	1	10000	10	100000
			Total en l/j	137700
			Total en l/s	1,59

Les besoins totaux de la POS 31 sont représentés dans le tableau suivant :

Désignation des besoins	Besoin moyen en m3/j	Besoin moyen en l/s
Domestique	2578	29,83
Somme des besoins publics et d'équipements	1177,632	13,63
Total	3755,632	43,46

Les besoins actuels en eau potable du POS n°31 sont de 43,46 l/s.

Les besoins publics représentent un taux de 45,69% des besoins domestiques.

I.3.3 Estimation des besoins futurs :

Nous allons calculer les différents débits,

- La formule du Débit journalier moyen se traduit de suite :

$$Q_{jmoy} = \sum \text{Besoins} * \text{Coef. de majoration} \quad (I.3)$$

Les besoins en eau calculés doivent être majorés pour tenir compte du gaspillage des phénomènes de vieillissement du réseau et des accidents qui entraînent souvent des pertes d'eau [5].

Cette majoration est estimée à 20% dans notre cas.

- Le débit maximum journalier correspond au débit minimum mobilisable à la ressource et est égale à :

$$Q_{jmax} = Q_{jmoy} \times K_j \quad (I.4)$$

K_j est le coefficient de variation journalière qui varie entre 1,2 et 1,4.

Dans le cas de Guelma le coefficient de 1,3 a été retenu.

- Le débit maximum horaire est :

$$Q_{hmax} = Q_{jmax} \times K_h \quad (I.5)$$

K_h est le coefficient de variation horaire

$$K_h = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (I.6)$$

$1,2 < \alpha_{max} < 1,6$ nous prenons $\alpha_{max} = 1,3$

Avec β_{max} (en fonction de la population) = 1,15

Donc $K_h = 1,3 \times 1,15 = 1,495$

La synthèse des résultats figure dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I.4) Résultats des besoins actuel et futurs

<i>Besoins</i>	<i>Années</i>	
	2019	2044
<i>Population estimée</i>	17187	25000
<i>Dotation (l/hab. /j)</i>	150	150
<i>Besoins domestiques (m³/j)</i>	2578	3750
<i>Besoins publics et équipements (m³/j)</i>	1160,1	1177,632
<i>Consommation totale (m³/j)</i>	3738,1	4927,632
<i>Q_jmoy (m³/j)</i>	4485,72	5913,15
<i>Q_jmax (m³/j)</i>	5831,436	7687,095
<i>Q_hmax (m³/j)</i>	8717,99	11492,207
<i>Q_jmoy (l/s)</i>	51,91	68,43
<i>Q_jmax (l/s)</i>	67,49	88,97

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons parlé d'une manière générale de la zone d'étude ainsi que des différents besoins en eau potable de la zone.

Les besoins totaux sont estimés à 88,97 l/s à l'horizon 2044 pour une population de 25000 habitants. Dans le prochain chapitre on présentera les différents types d'adduction.

Chapitre 2 : Système d'adduction

Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région on opte pour deux types d'adduction.

Le réseau d'adduction est composé de :

- Pompes.
- Accessoires : Vannes, Clapets anti-retour, Ventouses,...etc.
- Conduites.

Dans ce chapitre nous allons étudier les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites vers les lieux de consommation.

II.1 Les différents types d'adduction :

Il existe principalement deux types d'adduction :

✓ *L'adduction gravitaire :*

Où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force gravitaire d'où son nom.

✓ *L'adduction par refoulement :*

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes, à l'intérieur de stations de pompage.

✓ *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 conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

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

- Le tracé doit être le plus court possible ;
- Aux points hauts du tracé, peuvent se former des cantonnements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées ainsi apparait la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;

- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux.

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation ; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution. Les premiers sont généralement de grandes dimensions (relativement aux seconds), les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels.

Par contre, la distribution, sauf dans des installations anciennes, se fait par des ouvrages maillés où le sens des écoulements est variable et où les débits sont très fluctuants en fonction des besoins des usagers qui diffèrent beaucoup au cours d'une même journée et suivant l'époque de l'année.

Cependant les relations liant débit, pression, dimensions de l'ouvrage de transport et nature de ses parois restent les mêmes pour l'adduction et la distribution.

Il faut distinguer encore les écoulements à surface libre et les écoulements dans les ouvrages en charge.

La distribution ne fait appel qu'aux seconds (sauf des cas très particuliers de distributions anciennes dans des régions en voie de développement).

Tous les écoulements dans les ouvrages d'adduction et de distribution s'opèrent en **régime turbulent** [1].

II.1.1 Description du tracé d'adduction :

Le schéma hydraulique du présent projet est donné ci-dessous, le système d'adduction retenu est constitué de tronçons gravitaires et de refoulement, le point de démarrage est la station de traitement Hammam Debagh. L'eau sera conservée après traitement dans un réservoir tampon située à une cote de 500 m, ensuite l'eau est transférée gravitairement vers la station de pompage située à une cote de 428m sur une conduite de longueur $L= 20000$ m avec un débit de 88,90 l/s. À partir de cette dernière, l'eau est pompée (refoulée) vers le réservoir de distribution situé à une cote de 610m avec une conduite de longueur $L= 3.5$ km et vu la grande différence d'altitude entre le départ de la conduite gravitaire et son arrivée à la station de pompage engendrant ainsi une grande pression, d'où la nécessité du dimensionnement d'un brise charge au niveau de l'écoulement gravitaire, afin de diminuer cette pression.

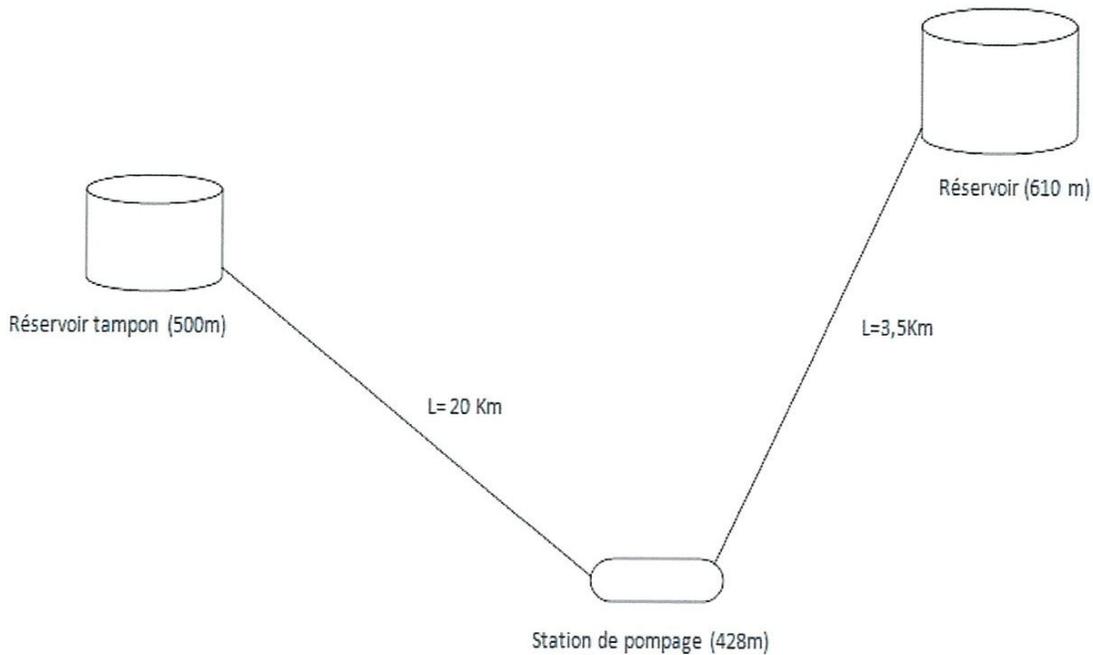


Fig. II.1 : Schéma du tracé du réseau d'adduction

II.1.2 Les équipements du système d'adduction :

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

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercules ;
- Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les clapets anti-retour
- Crépine [2].

II.2 Etude technico-économique :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en premier en cherchant le diamètre économique qui permet de calculer les pertes de charge. Et ces dernières permet de donner un coût de revient minimum entre les frais d'exploitation et ceux d'investissement dans le cas d'adduction par refoulement.

II.2.1 Calcul du diamètre économique :

✓ Calcul du diamètre économique d'une conduite gravitaire :

Une approche du diamètre est donnée par $(D_{eco})_{appr} = K * \sqrt{Q}$ comme pour le cas d'une conduite de refoulement, les diamètres ainsi déterminés sont les diamètres normalisés immédiatement supérieurs qui sont pris en compte, pour calculer les pertes de charge et on retiendra chaque fois le diamètre qui donne une perte de charge inférieure ou à la limite égale à la différence de côte entre le départ et l'arrivée de l'adduction [9].

✓ Calcul du diamètre économique pour une conduite de refoulement :

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondante à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s, cette gamme peut être déterminée par les formules suivantes :

La formule de BONNIN :

$$D_1 = \sqrt{Q} \quad (II.1)$$

La formule de BRESS :

$$D_2 = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (II.2)$$

-D_{1, 2} : Diamètre de la conduite en mètre ;

-Q : Débit véhiculé en m³/s.

II.2.2 Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D_n^2} \quad (II.3)$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;

- Q : débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;

- D_n : diamètre normalisé de la conduite en (m).

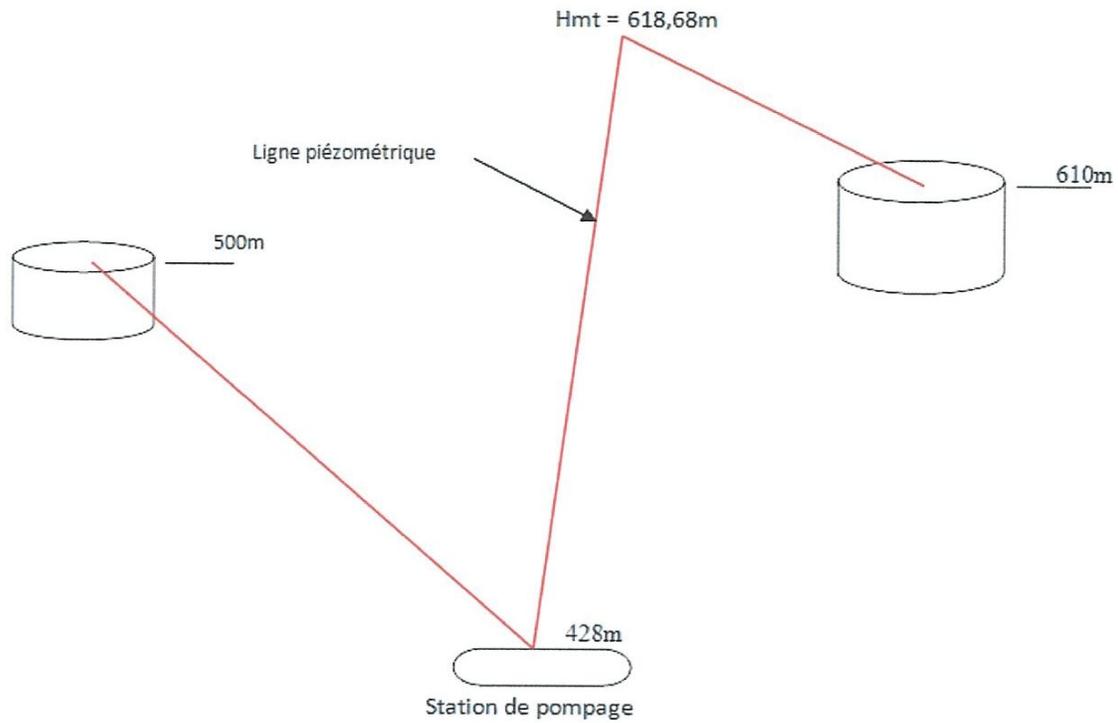


Fig. II.2 Profil piézométrique du système d'adduction

Conclusion :

Le dimensionnement du système d'adduction a donné pour l'adduction gravitaire et celle par refoulement un diamètre économique $D = 0,350\text{m}$ avec une vitesse $V = 0,91\text{ m/s}$, la hauteur manométrique pour l'adduction par refoulement est de 190,68m. Le prochain chapitre sera consacré au dimensionnement du réservoir.

Chapitre 3 :

Calcul des réservoirs

Introduction :

On a souvent besoin de mettre en réserve une partie de l'eau, on l'accumule alors dans des réservoirs spéciaux. Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage dont le volume d'eau peut varier au cours du temps. Ils servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution et permettent essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production (du forage vers le stockage) et la phase de consommation (du stockage à la consommation). Leur rôle est d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure. Les réservoirs sont présents notamment dans les réseaux d'adduction (et d'assainissement) [7]. Ils permettent également d'assurer une réserve pour satisfaire :

- les demandes de pointes périodiques (hebdomadaires, saisonnières, ...)
- les besoins en cas d'incendie, de dysfonctionnement au niveau de la production ou de l'adduction, de mise en chômage d'un réservoir dans le cas d'infrastructures en comportant plusieurs dans un système interconnecté [9].

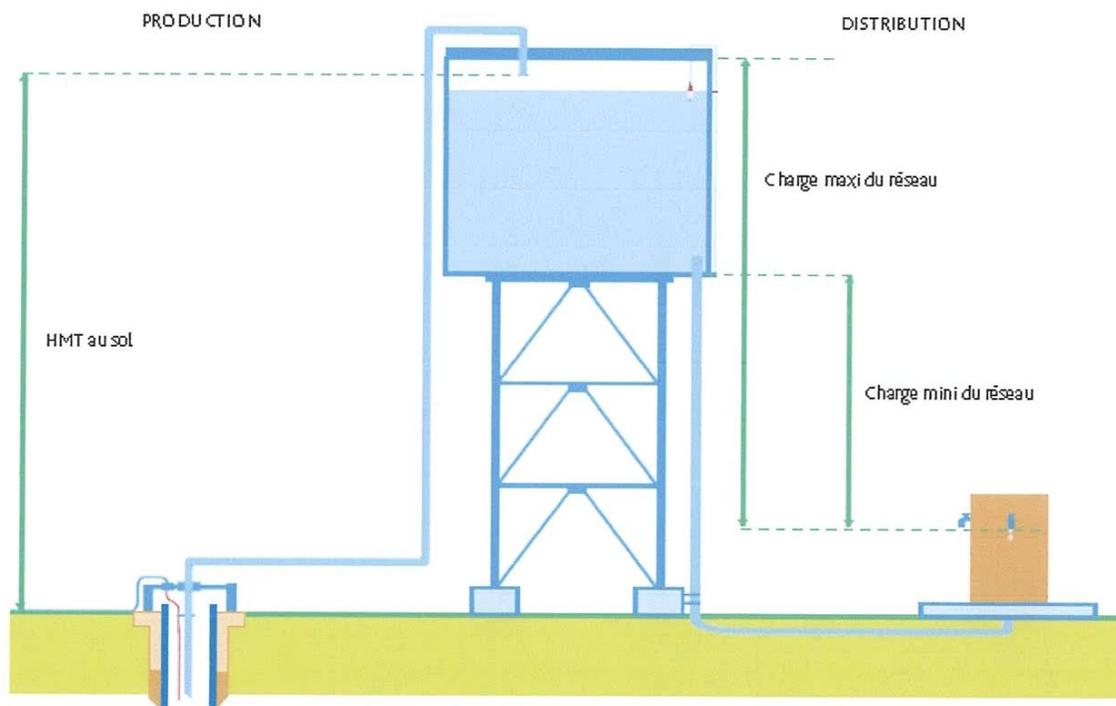


Fig. III.1 : Schéma général entre la production et la distribution [7].

III.1 Les différents types de réservoirs :

Les réservoirs se distinguent en fonction :

- de leur position par rapport au sol (réservoirs enterrés, semi-enterrés, au sol, sur tour) ;
- des matériaux employés (réservoirs en béton armé, métalliques, en Stratifié Verre Résine) ;
- de leur mode de construction, sur site ou en usine (réservoirs préfabriqués) ;
- de leur forme (parallélépipédique, cylindrique, conique, sphérique) ;
- de leur fonction (stockage, reprise pour hauteur de refoulement importante, brise charge pour distribution étagée) [9].

Il existe deux types différents de réservoirs : le réservoir surélevé et le réservoir au sol. Lorsque la topographie permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est en général retenue. En revanche, lorsque le terrain ne présente pas de point suffisamment élevé, nous pouvons opter pour l'une ou l'autre des solutions suivantes : un château d'eau (réservoir surélevé) ou un réservoir au sol [7].

III.1.1 Réservoirs surélevés (château d'eau) :

Les châteaux d'eau sont principalement des tours en béton (ou en résine de polyester, ou en métal), Ce sont des constructions qui sont généralement situées en hauteur, car ils fonctionnent selon le principe des vases communicants. Grâce aux pompes, l'eau parvient jusqu'au sommet des châteaux d'eau et elle va ainsi couler vers les habitations qui sont situées plus bas par rapport aux châteaux. Plus les habitations sont élevées, plus les réservoirs d'eau doivent être élevés également [8].

Les châteaux d'eau sont composés d'une cuve qui est située en leur sommet. On l'atteint par un escalier qui permet d'accéder à la salle des vannes. Une fois dans cette salle, on se trouve en-dessous de la cuve. On peut accéder au centre de la cuve par un autre escalier situé au milieu, puis accéder aux organes de commande. On peut également atteindre une trappe qui mène au toit du château [8].

Une étude hydraulique est donc menée, avant de construire un château d'eau, afin de s'assurer de l'endroit idéal. En moyenne, les châteaux d'eau peuvent contenir entre 200 et 300 mètres cubes d'eau, mais les plus grands peuvent en contenir plusieurs milliers.

La pression de l'eau dépend du dénivelé présent entre les habitations des consommateurs et le niveau d'eau des châteaux. Ainsi, 1 bar de pression correspond à 10 mètres de dénivelé et ainsi de suite.

En principe, les châteaux d'eau sont nettoyés une fois par année. Les cuves sont vidées et nettoyées. Ils sont également contrôlés chaque semaine, afin de relever les compteurs, vérifier que les cuves ne sont pas endommagées ou s'assurer qu'un problème majeur n'est pas survenu. Avec le temps et l'usure, les châteaux d'eau doivent parfois être rénovés, car les dégâts concernent toutes les parties des châteaux. Les changements concernent ainsi des cuves, ayant été fissurées ; des tuyaux ayant subi une corrosion ; les échelles intérieures doivent également être remplacées ; l'imperméabilisation du toit doit être refaite ; l'étanchéité des réservoirs doit être réparée avec des membranes spécifiques ; enfin, un petit coup de peinture en extérieur rafraîchira le château. Les châteaux d'eau ont une durée de vie d'environ 90 ans. Après toutes ces années, ils sont généralement détruits et de nouveaux châteaux prennent leur place [8].

En termes de matériaux, on distingue trois types de château d'eau :

- Châteaux en béton armé
- Châteaux en résine de polyester
- Châteaux en métal [7].

Généralement, on opte pour des châteaux de formes cylindriques mais leur construction est difficile de par le fait qu'elle requiert de nombreuses exigences en termes de qualité. C'est pour cette raison que de nos jours, les petites localités privilégient les autres formes.



Fig. III.2 : Illustration de la variété des réservoirs surélevés en termes de forme, taille et hauteur [7].

III.1.2 Réservoirs au sol :

A l'image du château d'eau, le réservoir est généralement installé en hauteur par rapport aux habitations. Cependant, il a pour particularité d'être enterré ou semi-enterré. En général, il s'intègre donc beaucoup mieux au paysage [11].

Les réservoirs au sol sont constitués d'une chambre de vanne comprenant :

- Une conduite d'arrivée (ou adduction) ;
- Une conduite de départ (ou distribution) ;
- Un trop plein ;
- Une vidange ;
- Une robinetterie.

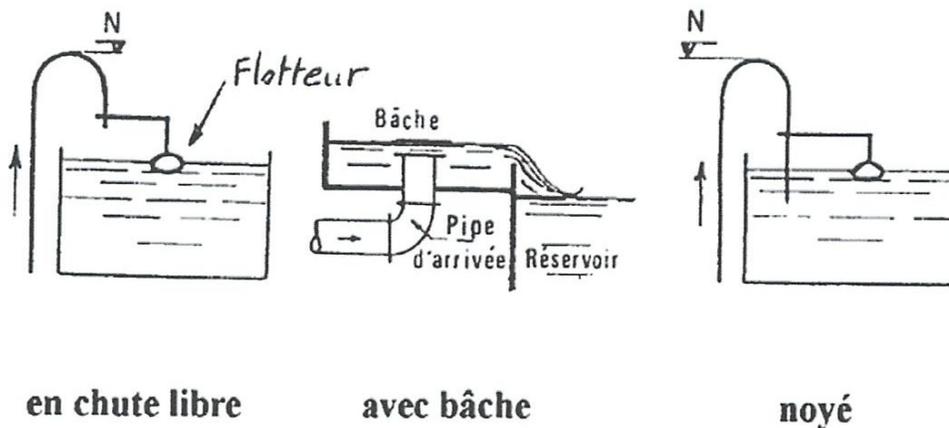


Fig.III.3 : Schéma des arrivées d'eau [9]

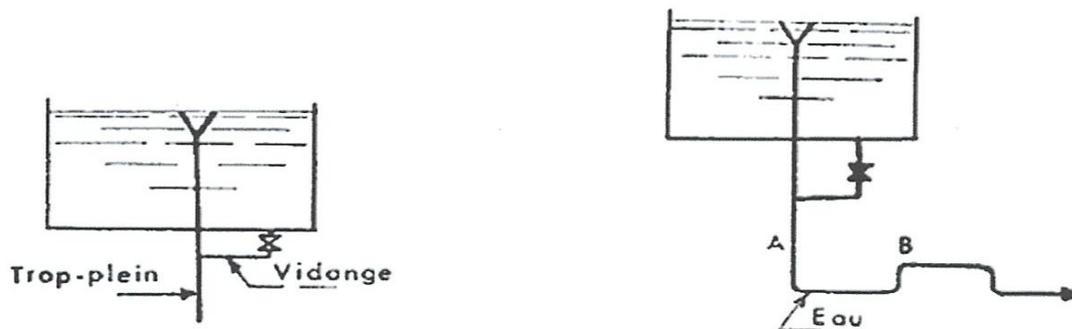


Fig. III.4 : Vidange et trop plein [9]

Pour l'alimentation des réservoirs de distribution de quelque importance il est surtout fait appel à des réservoirs en béton armé implantés au sol, semi-enterrés ou enterrés. Les réservoirs sur tour sont de plus en plus abandonnés pour des raisons de coût de construction et de difficultés d'intégration environnementale. Lorsque les réservoirs ne peuvent être implantés en un point haut du site pour assurer la mise en pression du réseau de distribution, il est fait appel à des stations de pompage dont les moteurs des pompes sont équipés de variateurs de vitesse électroniques afin de maintenir constante la pression de l'eau en tête de distribution quelle que soit la demande, fonction qui est assurée par gravité par les châteaux d'eau [9].

Dans la mesure du possible, les réservoirs sont placés en hauteur pour fournir passivement de la pression à l'utilisateur final, le robinet. Le remplissage du réservoir se fait par une pompe d'alimentation de façon automatique afin de maintenir un niveau constant à l'intérieur de celui-ci. De plus, une grande hauteur de réservoir pénalise la phase de production mais favorise la phase de distribution de l'eau [7].

Le point de stockage (réservoirs, château d'eau) définit la relation entre le niveau d'eau et le volume qu'il contient. Cette relation tient compte de la forme géométrique du point de stockage.

Les caractéristiques d'un réservoir sont :

- L'altitude du radier qui correspond à un niveau zéro du radier ;
- Le diamètre du réservoir ;
- Les niveaux : initial, minimal et maximal de l'eau.

Le choix du type de réservoir est basé sur : l'économie sur les frais de construction, l'étude architecturale simplifiée et l'étanchéité plus facile à réaliser [10].

III.2 Emplacement des réservoirs :

Le réservoir d'eau doit être le plus proche possible de l'agglomération à alimenter.

Les pertes de charge au niveau des conduites de distribution sont plus importantes que celles des conduites d'adduction. Plus le réservoir est loin de l'agglomération et plus la hauteur du réservoir est grande, donc une énergie de pompage plus importante et coût important [9].

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre ; pour cela nous somme à tenir compte des certains considération techniques et économique suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire ; la cote du radier doit être supérieur à la côte piézométrie maximale dans le réseau ;

- Pour des raisons économiques ; il est préférable que le remplissage se fait par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence ; à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;
- La présence des reliefs dans la région peut faciliter l'implantation d'un réservoir, qui sera toujours plus économique (réservoir semi enterré mieux qu'un château d'eau) ;
- La nature du sol joue un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir. Il est indispensable, en effet, d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant ;
- Il est avantageux qu'un réservoir soit établi le plus près possible de l'agglomération [9].

III.3 Choix du matériau du réservoir :

Nous distinguons 3 types de matériau utilisables qui sont :

- ✓ **Le béton** : c'est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant (ciment).
- ✓ **Le métal** : Il s'agit de corps simples ou d'alliages le plus souvent durs, opaques, brillants, bons conducteurs de la chaleur et de l'électricité. Ils sont généralement malléables, c'est-à-dire qu'ils peuvent être martelés ou pressés pour leur faire changer de forme sans les fissurer ni les briser.
- ✓ **La résine** : elle s'applique sur des supports (en béton par exemple) et assurent l'étanchéité du bassin. La résine polyester sur support de fibres de verre présente de nombreux avantages en termes de réalisation, solidité, fiabilité mais également en termes de prix de revient et de technicité à la pose [7].

III.4 Les équipements du réservoir :

Le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis. Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit être étanche.

Le réservoir doit durer dans le temps, le béton doit conserver ces caractéristiques mécaniques et étanchéité dans le temps après contact prolongé avec l'eau. Le contact eau béton ne doit pas altérer la qualité de l'eau emmagasinée. Le revêtement intérieur doit être de type alimentaire approuvé par des laboratoires agréés [10].

III.4.1 Cuve :

Elle peut être de forme variable, soit circulaire (si volume $< 3000 \text{ m}^3$) ou rectangulaire (si volume $> 3000 \text{ m}^3$). La cuve doit être couverte contre les contaminations, aérée, bien protégée contre la chaleur et le froid, visitable et compartimentée pour faciliter le nettoyage.

On prendra un réservoir circulaire, ces réservoirs ont une section circulaire et la couverture parfois bombée. Les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = \frac{\pi * D^2}{4} * H \quad (III.1)$$

V : volume du réservoir (m³)

D : diamètre du réservoir (m)

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m) ; elle varie entre 3 et 6 m mais peut atteindre 7 à 8 m pour les grands ouvrages [10].

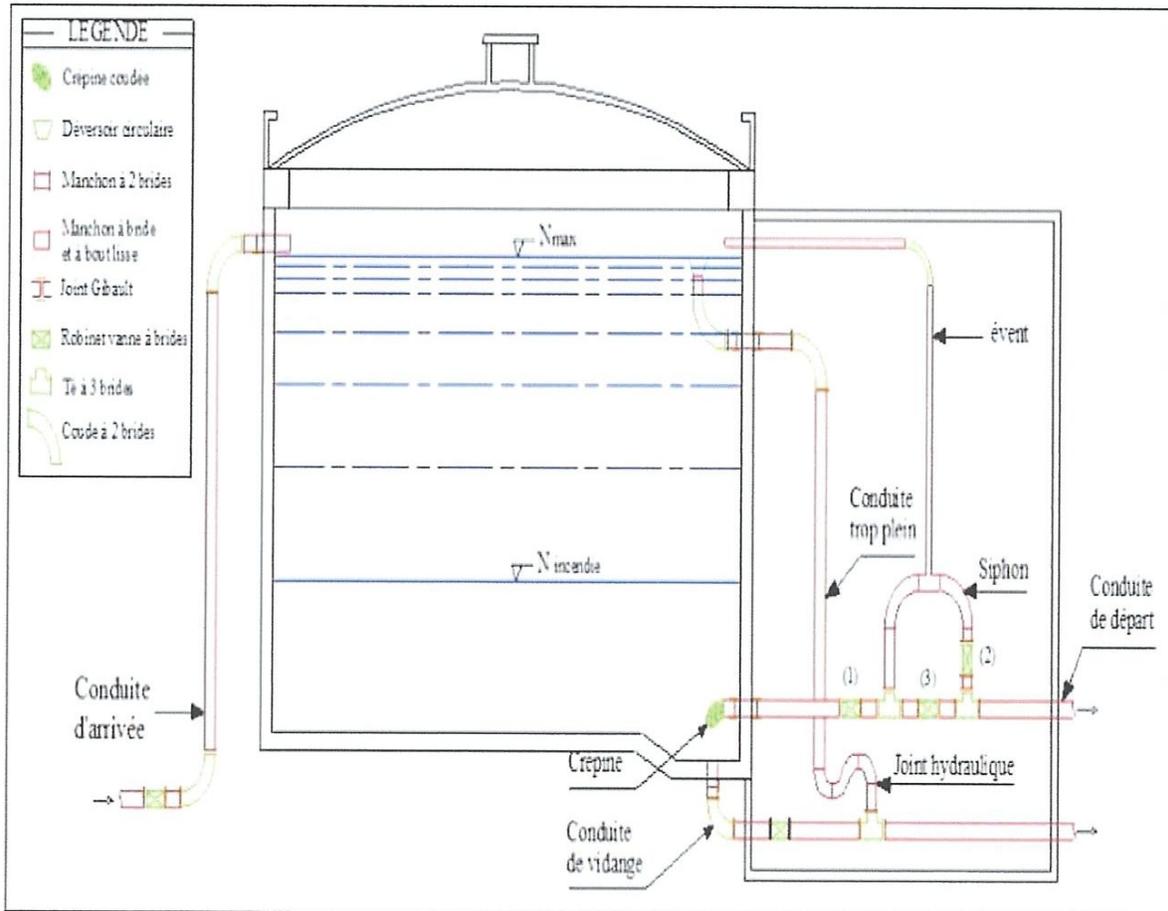


Fig. III.5 : Coupe générale d'un réservoir [14].

III.4.2 La chambre de vannes :

Elle comprend la conduite d'adduction, la conduite de distribution, le trop plein, la vidange et la robinetterie.

III.4.2.1 La conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où l'oxygénation de l'eau. La conduite à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal : une obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ou un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction se fait par refoulement [10].

III.4.2.2 La conduite de distribution :

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée. Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve [10].

III.4.2.3 Trop plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve [10].

III.4.2.4 Vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite trop plein et comporte un robinet vanne [10].

Un robinet vanne est prévu pour le sectionnement de chacune des conduites en cas de besoin.

III.4.2.5 By-pass :

La conduite by-pass relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir, son fonctionnement est le suivant :

Normale : 1 et 3 sont ouverts, et 2 est fermé,

En By-pass : 1 et 3 sont fermés, le 2 est ouvert [9].

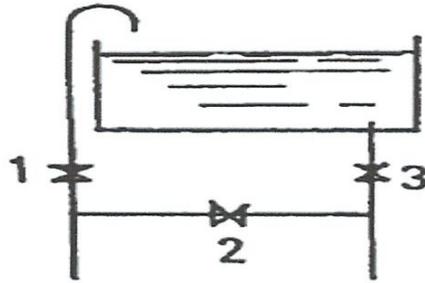


Fig. III.6: Conduite by-pass [9]

III.4.2.6 Réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, la réserve dans ce cas de sinistre une zone morte qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau de réservoir [10].

L'évent du siphon interdit l'utilisation d'eau en dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie), son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 3 et 2 :

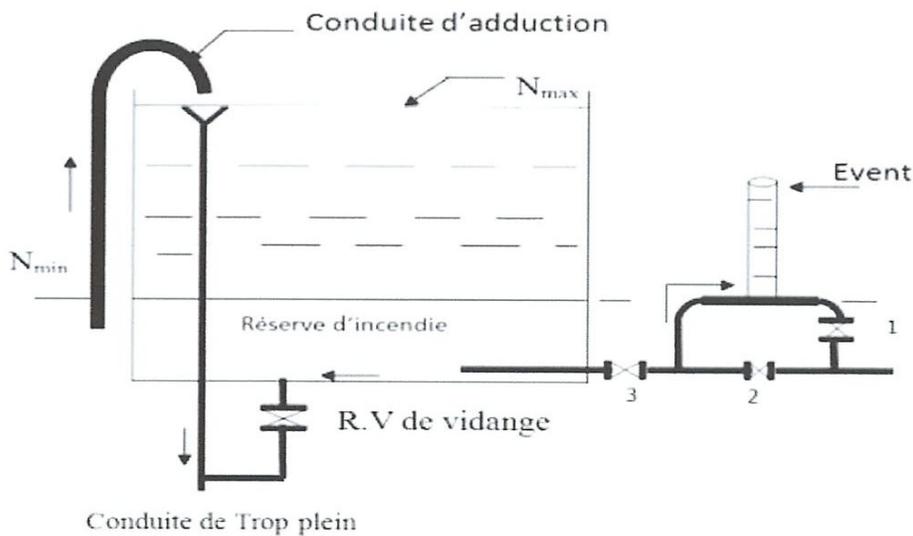


Fig. III.7 : Matérialisation de la réserve d'incendie [9].

III.4.3 Volume du Réservoir :

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter. Dans le cas d'un seul réservoir, et en l'absence d'interconnexion avec d'autres systèmes d'adduction/distribution, le réservoir doit être compartimenté pour assurer la continuité de la distribution en cas de vidange pour nettoyage, réparation ou pour toute autre raison [9].

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation et de distribution avec des simplifications en adoptant une variation par palier.

Nous devons noter que :

- Le réservoir doit stocker l'eau pendant les heures de faible consommation ;
- Le réservoir doit combler le déficit pendant les heures de forte consommation ;
- La détermination de la capacité théorique nécessite la connaissance de la variation du débit de pointe horaire [10].

III.4.3.1. Principe de calcul :

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

- 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 de débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient compte des débits d'apports et des débits de départ en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimé 120m³.

Avant de déterminer la capacité du réservoir on va calculer le débit apport d'eau de la station de pompage. Le débit de la station de pompage c'est le débit de la consommation maximum journalier. Notre station fonctionne 24 h par jour ; donc le débit moyen horaire de la station du pompage est [12] :

$$Q_{moy} = \frac{Q_j max}{24} \tag{III.2}$$

A.N:

$$Q_{moy} = \frac{11492,204}{24} = 478,84m^3/h$$

$$Q_{moy} = 478,84m^3h.$$

III.4.3.2. Calcul de la réserve d'équilibre :

Dans notre cas supposons une adduction à débit uniforme répartie sur 24 heures, avec la consommation de pointe journalière Q_{jmax} , les débits sortants qui sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine et la saison...etc. [12].

Notons que dans ces calculs il faut prévoir l'évolution future de la consommation et ajouter une réserve d'incendie. Tout réservoir doit contenir une réserve d'incendie qui doit être disponible à tout moment. La réserve minimale à prévoir est 120 m^3 pour chaque réservoir (motopompe des pompiers avec un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ pendant 2 heures).

Pour les agglomérations à haut risque d'incendie, la capacité à prévoir pour l'incendie est supérieure à 120 m^3 .

Pour les grandes villes le volume d'incendie est généralement négligeable par rapport au volume total des réservoirs.

Le découpage en tranche horaire pendant lesquelles le débit reste constant, il est effectué à l'aide d'un analyseur de débit. A titre indicatif en fonction du débit moyen horaire de [12] :

06h-07h $\rightarrow Q_{moy}$

7h-11h $\rightarrow 3,5 * Q_{moy}$

11h-16h $\rightarrow 0,4 * Q_{moy}$

16h-18h $\rightarrow 2 * Q_{moy}$

18h-22h $\rightarrow 0,5 * Q_{moy}$

22h-06h $\rightarrow 0,125 * Q_{moy}$

$Q_{moy} = 478,84 \text{ m}^3/\text{h}$

À l'aide des renseignements ci-dessus, nous obtenons les résultats suivant :

Horaires	temps (h)	Adduction continue	Distribution	Différence
0-6h	6	2873,04	359,13	2513,91
6h-7h	1	3351,88	837,97	2513,91
7h-11h	4	5267,24	7541,73	-2274,49
11h-16h	5	7661,44	8499,41	-837,97
16h-18h	2	8619,12	10414,77	-1795,65
18h-22h	4	10534,48	11372,45	-837,97
22h-24h	2	11492,16	11492,16	0

- Tracé du diagramme des volumes : représentation graphique de la différence entre le volume d'adduction et le volume de distribution en fonction du temps.

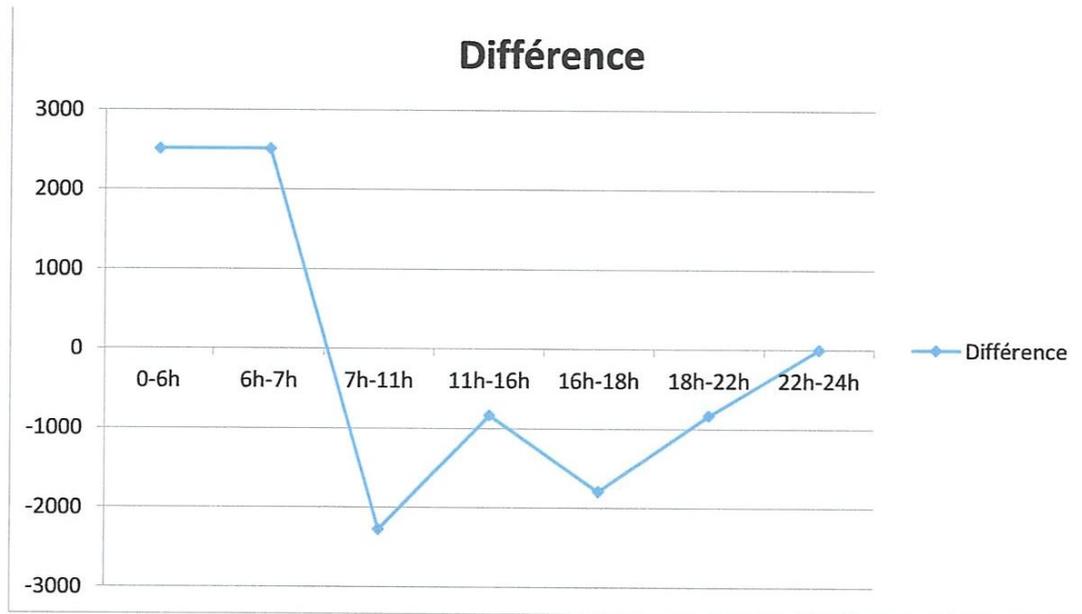


Fig. III.8 : Représentation graphique de la différence entre le volume d'adduction et de distribution

La formule générale du volume d'équilibre est le suivant [12] :

$$V_{\text{equi}} = \text{Max}|add - dist| + |\text{Min}(add - dist)| \quad (III.3)$$

$$\text{Max} = 2513,91 \text{ m}^3$$

$$\text{Min} = -2274,49 \text{ m}^3$$

$$\text{D'où } V_{\text{equi}} = 4788,4 \text{ m}^3$$

Le volume total est :

$$V_t = V_{\text{equi}} + V_{\text{inc}}$$

$$\text{A.N : } V_t = 4788,4 + 120$$

$$V_t = 4908,4 \text{ m}^3$$

III.4.3.3. Calcul du diamètre du réservoir :

Sachant que :

$$V = \frac{\pi D^2}{4} * H \quad (III.4)$$

- Conduite d'aspiration ;
- Joint de démontage ;
- Convergent d'aspiration ;
- Vanne papillon ;
- Les ventouses

En aval :

- Divergent ;
- Clapet de non-retour ;
- Joint de démontage ;
- Vanne de régulation ;
- Vanne papillon ;
- Conduite de refoulement ;
- Collecteur de refoulement.

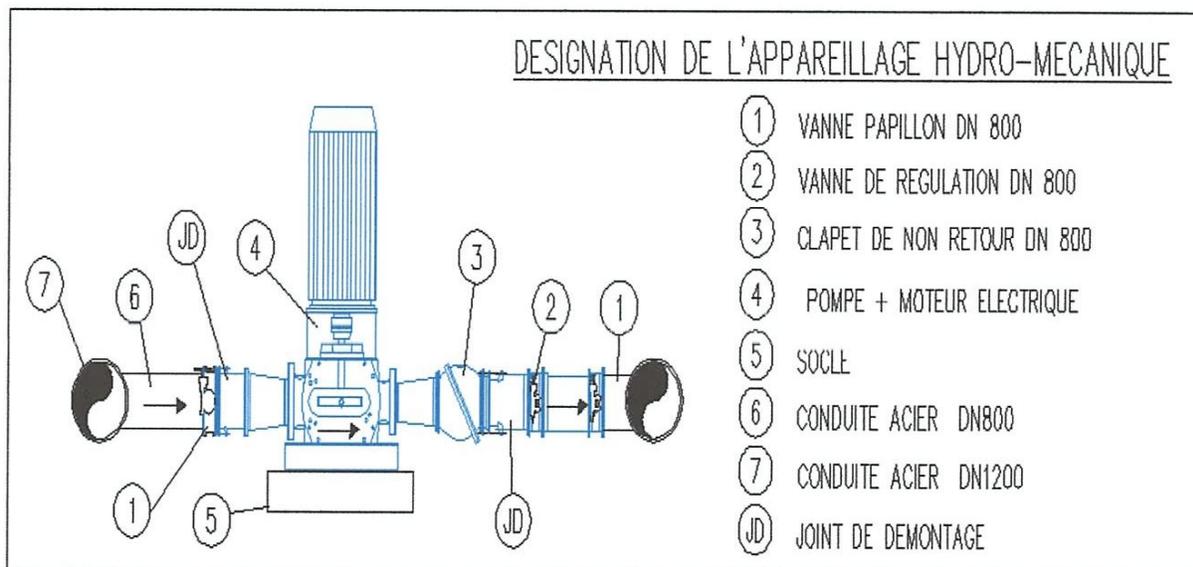


Fig. IV.4 : Équipements en amont et en aval de la pompe [14].

IV.2.4 Les courbes caractéristiques :

IV.2.4.1 Courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes [13] :

- **La courbe débit-hauteur $[H= f(Q)]$:** elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

- **La courbe puissance-débit [P= f(Q)]** : elle présente les variations des puissances en fonction du débit.
- **La courbe rendement-débit [$\eta=f(Q)$]** : elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

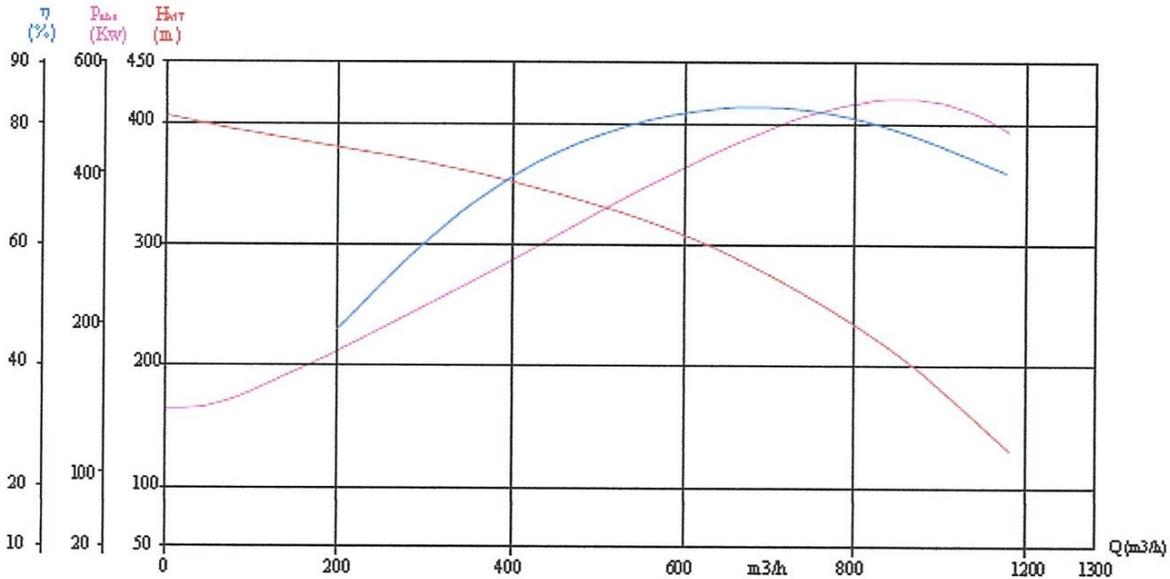


Fig. IV.5 : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [13].

IV.2.4.2 Courbes caractéristiques de la conduite :

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur-débit. La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante [13] :

$$H_{mt} = H_g + RQ^2 \quad (IV.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique en (m).

RQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).

Q : Débit (m^3/j).

H_{mt} : Charge totale en fonction du débit en (m).

R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite :

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5} \quad (IV.2)$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (m) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

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

λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

IV.3. Point de fonctionnement :

IV.3.1 Recherche du point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'intersection qui satisfait simultanément la courbe de la pompe et la courbe de charge de façon que le NPSH disponible soit supérieur au NPSH requis. Ce point de fonctionnement est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe [16].

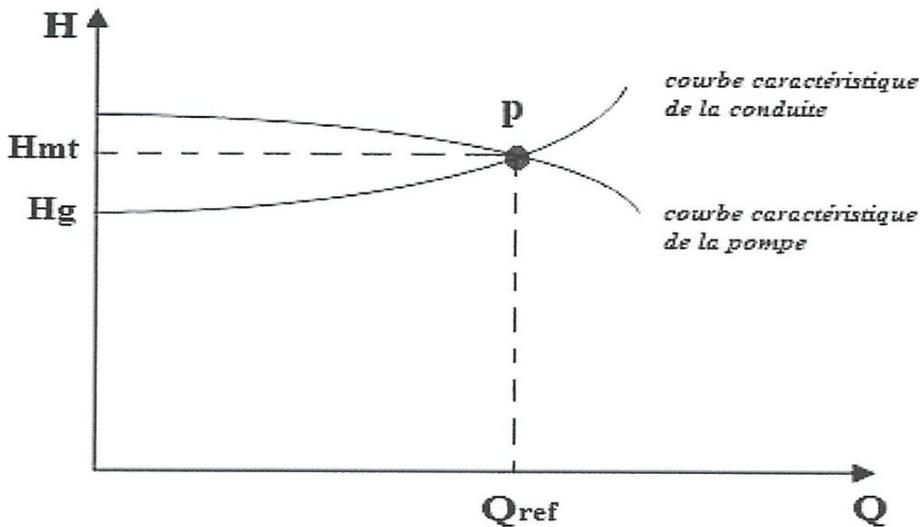


Fig. IV.6 : Représentation du point de fonctionnement d'une pompe [13]

IV.3.2 Réalisation du point de fonctionnement désiré :

Dans le cas où le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Pour cela, on peut agir sur diverses variantes, dont quatre cas peuvent se présenter, à savoir [13] :

➤ **1^{ère} variante : réduction ou augmentation du temps de pompage**

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

➤ 2^{ème} variante : variation de la vitesse de rotation

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$ qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur a est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (IV.3)$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 (H_1, Q_1) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V (H_v, Q_v) de P1, nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \quad (IV.4)$$

D'où la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N * \left(\frac{Q_1}{Q_v}\right) \quad (IV.5)$$

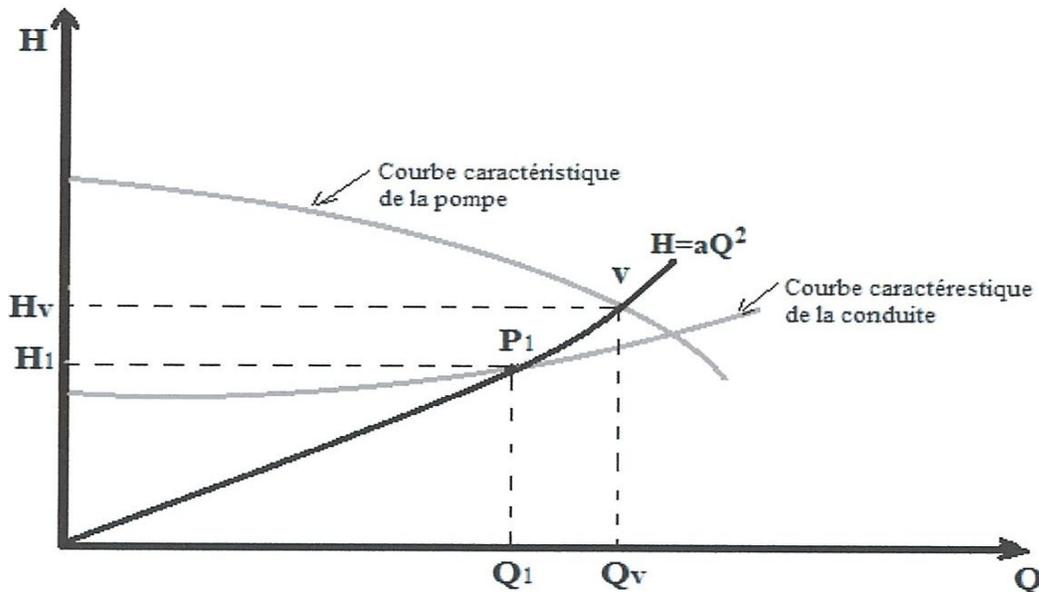


Fig. IV.7 : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation [13].

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = H_v * g * \frac{Q_v}{\eta} \quad (IV.6)$$

➤ **3^{ème} variante : régularisation par étouffement (le vannage)**

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La puissance absorbée sera :

$$P_a = H_2 * g * \frac{Q_2}{\eta} \quad (IV.7)$$

Avec :

$$H_2 = H_v + h \quad (IV.8)$$

Où :

h : perte de charge engendrée par le vannage en (m).

H_2 : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontal de $h=0$ (en m).

η : rendement correspondant au point P (Q, H) en %.

➤ **4^{ème} variante : rognage de la roue**

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Dans une limite ne dépassant pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (QD, HD), ce qui est illustré par la figure ci après :

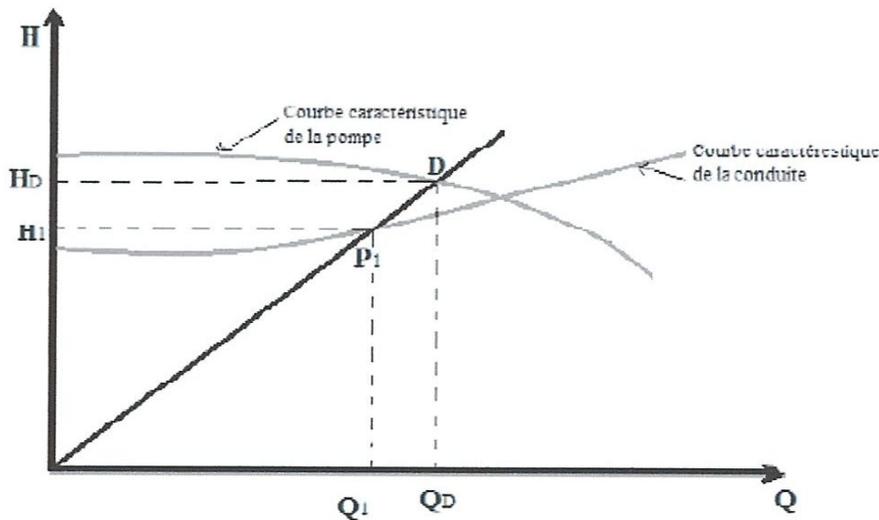


Fig. IV.8 : Réalisation du point de fonctionnement par rognage [13].

D'après les lois de la similitude :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D_2}{d_2} \quad (IV. 9)$$

Où D et d sont les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;

En posant : $d = m * D$, avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\left(\frac{H_3}{H_1}\right)} = \sqrt{\left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)} \quad (IV. 10)$$

Le pourcentage de rognage sera de :

$$m = 1 - m(\%) \quad (IV. 11)$$

La puissance absorbée par la pompe sera alors :

$$P_a = H_3 * g * \frac{Q_3}{\eta} \quad (IV. 12)$$

IV.4. Etude de la cavitation :

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide. La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydrauliques (rendement, hauteur d'élévation,...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue P_a à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise $NPSH_r$ [16].

$$NPSH_r = \frac{P_o}{w} - h_v \quad (IV. 13)$$

$\frac{P_o}{w}$: Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;

h_v : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température ($T=20^\circ\text{C}$)

$w = \frac{2 * \pi * n}{60}$: (vitesse angulaire avec n = nombres de tours par minute de la pompe)

Le $NPSH_r$ dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante [16] :

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

Le NPSH_d représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation,

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{\rho * g} - h_v - \left(-h_r + \frac{V_r^2}{2g} + \Delta h_{ref} \right) \quad (IV.14)$$

Δh_{ref} = la perte de charge totale de refoulement

➤ Les pertes de charges linéaires

$$\Delta HL = \frac{\lambda * L * V_r^2}{D * 2 * g} \quad (IV.15)$$

➤ Les pertes de charges singulières

$$\Delta H_s = \sum \xi * \frac{V_r^2}{2 * g} \quad (IV.16)$$

IV.5. Application numérique :

- Hauteur manométrique :

On trouvera λ à l'aide de l'abaque, en calculant le nombre de Reynolds et les autres inconnus

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (IV.17)$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,088}{\pi * \frac{0,350^2}{4}} = 0,91 m/s$$

La viscosité cinématique $\nu = 1,01 * 10^{-6} m^2/s$

$Re = 329207 \rightarrow$ régime turbulent

Les valeurs de ξ dans le tableau ci-dessous, notre conduite est en PEHD.

Tableau (IV.1) rugosité moyenne des conduites commerciales [14].

Matériau	Condition	Rugosité absolue en mm
Acier	Feuille de métal neuve	0.05
	Acier inoxydable	0.002
	Commercial, neuf	0.046
	Rivé	3.0
	Rouillé	2.0
Fer	Fonte, neuve	0.26
	Forgé, nouveau	0.046
	Galvanisé, nouveau	0.15
	Fonte asphaltée	0.12
Cuivre	Tube étiré	0.002
Plastique	Tube étiré	0.0015
Verre		Lisse
Béton	Lisse	0.04
	Rugueux	
Caoutchouc	Lisse	0.012.0
Bois	Défoncé	0.5

Donc on a $\epsilon=0,0015$, d'où $\frac{\epsilon}{D} = 0,00428$

D'après l'abaque de Moody

$$\begin{cases} Re = 329207 \\ \frac{\epsilon}{D} = 0,00428 \end{cases} \rightarrow \lambda = 0,028$$

D'où la résistance de la conduite :

$$R = \frac{8 \cdot 0,028 \cdot 3500}{9,81 \cdot 3,14^2 \cdot 0,350^5} = 1543$$

$$HMT = 182 + (1543 \cdot 0,088^2) = 193,94 \text{ m}$$

• **Choix de la pompe :**

Pour le choix des pompes à installer sur notre point de refoulement, nous utiliserons le

<<catalogue mr_pompe 2018>>

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 316,4 \text{ m}^3/\text{h}$; $H_g = 182 \text{ m}$; $H_{mt} = 193,94 \text{ m}$

D'où le choix porte sur deux pompes de surface en fonte monobloc horizontale de type N 80-

160E avec les caractéristiques suivantes :

Tableau (IV.2) Caractéristiques de la pompe choisie [22]

Moteur (Ampères)	L (mm)	Tours/Min	H _{max} (m)	Débit Maximal (m ³ /h)	Rendement η (%)
19	328	2900	230	168	75



A noter :

- Modèles Triphasés 3x400 V, 50 Hz, roue fonte, arbre inox, moteur arbre long IP44
- Pompes normalisées EN733 pour eaux claires

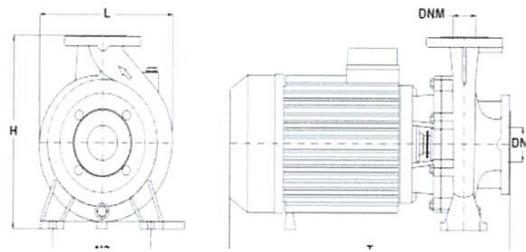


Fig. IV.9 : Pompe de surface en fonte monobloc type N 80-160E

• **Point de fonctionnement :**

Traçons les courbes caractéristiques

$$\begin{cases} H_c = 182 + RQ^2 \\ H_p = 193,94 - RQ^2 \end{cases}$$



Fig. IV.10 : Réalisation du point de fonctionnement

Les données du point de fonctionnement

$$\begin{cases} Q_{pf} = 0,061 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_{pf} = 188 \text{ m} \end{cases}$$

Vérifions si le rognage est une solution nécessaire [16] :

$$H_p = \frac{h}{q} * Q'$$

$$H_p = H_p \rightarrow \frac{h}{q} * Q' = 193,94 - 1543Q'^2$$

On trouve $Q' = 0,083 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\text{Le coefficient de rognage est : } m = \sqrt{\frac{Q}{Q'}} = 1,06 > 1$$

Alors un rognage n'est pas nécessaire [16].

• **Puissances utile et absorbée :**

$$P_u = \rho * g * H_{pf} * Q = 1000 * 9,81 * 188 * 0,061$$

$$P_u = 112,5 \text{ kW}$$

$$\eta = \frac{P_u}{P_{abs}} \rightarrow P_{abs} = \frac{P_u}{\eta} = 140,625$$



$P_{abs}=140,625$

Notre temps de pompage est de 24 heures.

- **Cavitation**

Dans le tableau ci-dessous, les valeurs de h_v en fonction de la température :

Tableau (IV.3) tension de vapeur en fonction de la vapeur [14]

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Hv	0,06	0,83	0,125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

Nous avons une température optimal $T=20^{\circ}\text{C}$, d'où $H_v=0,24$

H_r =la hauteur de refoulement ($h_r=182\text{m}$)

Nous avons $n=2*2900$ tours /min, d'où $\omega=607,37$ rad/s, les résultats des calculs dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.4) Résultats des calculs

ΔHL	12,98 m
ΔH_s	0,046 m
Δh_{ref}	13,02 m
$NPSH_{requis}$	166,58 m
$NPSH_{disponible}$	178,98 m
HMT	193,94 m

On a:

$$NPSH_{disponible} > NPRH_{requis}$$

D'où nos pompes n'ont pas de problème de cavitation.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé le type de pompes assurant le débit et la charge nécessaires pour le transport de l'eau vers le point considéré, nous avons ensuite vérifié le phénomène de cavitation pour chaque installation choisit.

Dans une installation de pompage, on met en place au moins une pompe de secours, qui assurera la continuité de pompage, en cas de panne ou d'entretien d'une pompe.

Chapitre 5 :

Modélisation du

réseau de distribution

(EPANET)

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'expliquer la construction et le calage du modèle hydraulique des structures d'alimentation en eau potable du POS31 de la nouvelle ville de Guelma. La création d'un modèle hydraulique dépend des paramètres suivants :

- ✓ La longueur et le diamètre des conduites de distribution,
- ✓ l'altitude du réseau en différents points,
- ✓ la répartition des abonnés sur le réseau,
- ✓ les caractéristiques de la consommation (volume, variations horaires),
- ✓ les caractéristiques des organes hydrauliques particuliers (réducteurs de pression),
- ✓ la rugosité des conduites.

La construction du modèle consiste à traduire sur le logiciel les cinq premiers paramètres (réellement mesurables sur le terrain), et le calage consiste à ajuster la rugosité des conduites afin que les conditions d'écoulement créées soient proches des conditions réelles.

Grâce au logiciel de modélisation EPANET Version 2.0 (développé par US Environmental Agency), nous pouvons appréhender le fonctionnement des structures d'alimentation en eau potable, mettre à jour les dysfonctionnements et définir les causes de ces problèmes.

Les pertes de charges linéaires sont calculées à l'aide de la formule de Hazen-Williams, traduction approchée et empirique de l'équation de Navier-Stokes (hydrodynamique des liquides réels).

V.1. Réseau de distribution :

Un réseau de distribution d'eau potable constitue l'ensemble des moyens et infrastructures dont dispose l'ingénieur pour transporter l'eau depuis la source jusqu'aux consommateurs. Un réseau d'eau potable doit être fiable et durable pour pouvoir répondre aux exigences des consommateurs (quantité et qualité optimales, dysfonctionnements minimaux) [4].

Les réseaux de distribution d'eau potable ont pour objectif, à partir du ou des réservoirs fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles [12].

V.1.1. Topologie des réseaux :

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leur liaisons physiques (conduites, pompes, vannes). La disposition des branchements et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels,

Tableau (V.3) Résultats du calcul des diamètres nominaux

Troncons	Longueurs (m)	Qspé m3/s	Qroute m3/s	Diamètre (m)	D nominal (m)
R-F	166,3501		0,106	0,358134053	0,350
B-B9	605,3839	1,99358E-05	0,012068786	0,120843829	0,125
B8-B9	89,5636	1,99358E-05	0,001785518	0,046480931	0,060
B4-B5	138,8564	1,99358E-05	0,002768207	0,057875132	0,060
B9-D	357,1254	1,99358E-05	0,007119565	0,092815266	0,100
C1-C2	105,371	1,99358E-05	0,002100651	0,05041614	0,125
C-D	66,1197	1,99358E-05	0,001318146	0,039936912	0,060
E-D1	334,6664	1,99358E-05	0,006671828	0,089849383	0,100
C1-E	490,2958	1,99358E-05	0,009774418	0,10875222	0,125
E-E1	210,9745	1,99358E-05	0,004205936	0,071338509	0,080
E1-F	147,6233	1,99358E-05	0,002942982	0,059674185	0,060
F-D	146,3436	1,99358E-05	0,00291747	0,059414974	0,060
B4-B8	606,5719	1,99358E-05	0,01209247	0,120962343	0,125
B-B8	577,8517	1,99358E-05	0,011519911	0,118063932	0,125
B3-B5	343,7021	1,99358E-05	0,006851961	0,091054232	0,100
D1-D	400,0164	1,99358E-05	0,00797463	0,098230859	0,100
C-B3	336,4119	1,99358E-05	0,006706626	0,09008339	0,100
C2-C	360,2018	1,99358E-05	0,007180895	0,09321418	0,100
somme	5317,0794				

Tableau (V.4) Résultats du calcul des débits aux nœuds

Nœuds	Côtes (m)	Q nœuds (m ³ /s)
R	610	
E	587	0,01033
E1	590	0,00357
F	600	0,00293
D	590	0,00966
D1	560	0,00732
C	578	0,00660
C1	576	0,00594
B	570	0,01579
B3	570	0,00678
B4	582	0,00743
B5	564	0,00481
B8	578	0,01170
B9	575	0,00949
C2	580	0,00764
somme		0,10536

V.3. Modélisation par EPANET :

EPANET est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les conduites. On sait qu'un réseau est un composé de tuyaux, nœuds, pompes, vannes, bâches et/ou réservoirs. EPANET peut calculer différentes variables comme la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du système. EPANET propose de maintenir et d'améliorer la qualité d'eau distribuée aux consommateurs.

EPANET possède chaque élément avec ses propres caractéristiques et a une utilité particulière. Grâce à tous ces éléments nous pouvons construire notre modèle.

Nous analyserons une partie du réseau de distribution POS 31 de Guelma représenté dans la figure ci-après. Il est composé d'une bâche au sol dont l'eau est pompée et distribuée dans un réseau de tuyaux quatre (4) mailles. Après avoir fait le choix des unités LPS (litre par seconde) pour les débits et D-W (Darcy-WEISBACH) comme formule pour les pertes de charge, nous traçons le réseau.

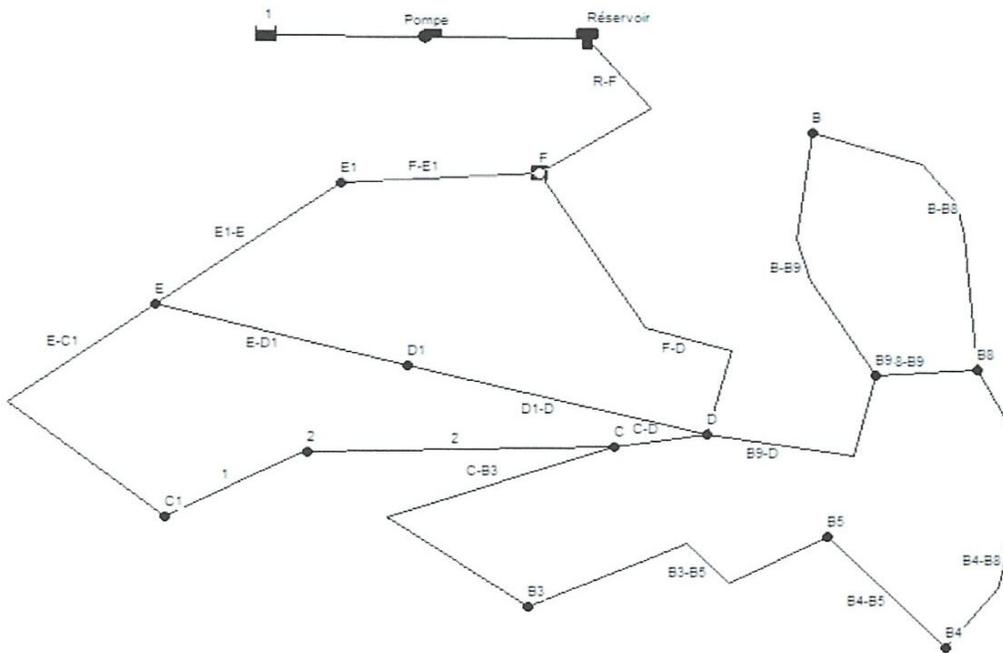


Fig. V.3 Schéma du réseau de distribution

Notre pompe peut débiter environ 88,9 l/s et 193,95 m.c.e. de hauteur manométrique, et le réservoir à un diamètre de 25,24 m, un niveau d'eau de 2 m, et un niveau maximal de 5m. Nous introduisons toutes les données des nœuds, des conduites et des réservoirs dans le logiciel. Nous pouvons avoir la courbe caractéristique de la pompe à partir de ses données (la hauteur en fonction du débit).

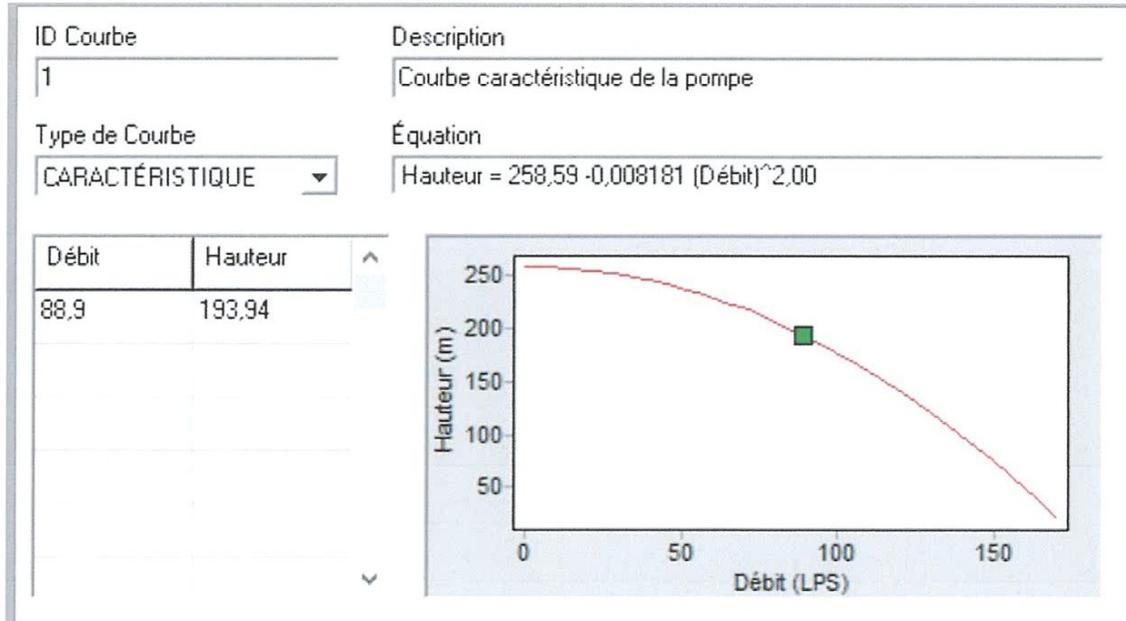


Fig. V.4 Courbe caractéristique de la pompe par EPANET

V.4. Simulation du réseau de distribution :

Grâce au logiciel de modélisation EPANET, nous pouvons appréhender le fonctionnement des structures d'alimentation en eau potable, mettre à jour les dysfonctionnements et définir les causes de ces problèmes. Après avoir simulé le réseau, nous obtenons les sens de l'écoulement, les pressions et les débits sur le réseau, les sens d'écoulement dans conduites changent en fonction du niveau d'eau dans le réservoir.

La figure suivante illustre le résultat de la simulation par le logiciel EPANET :

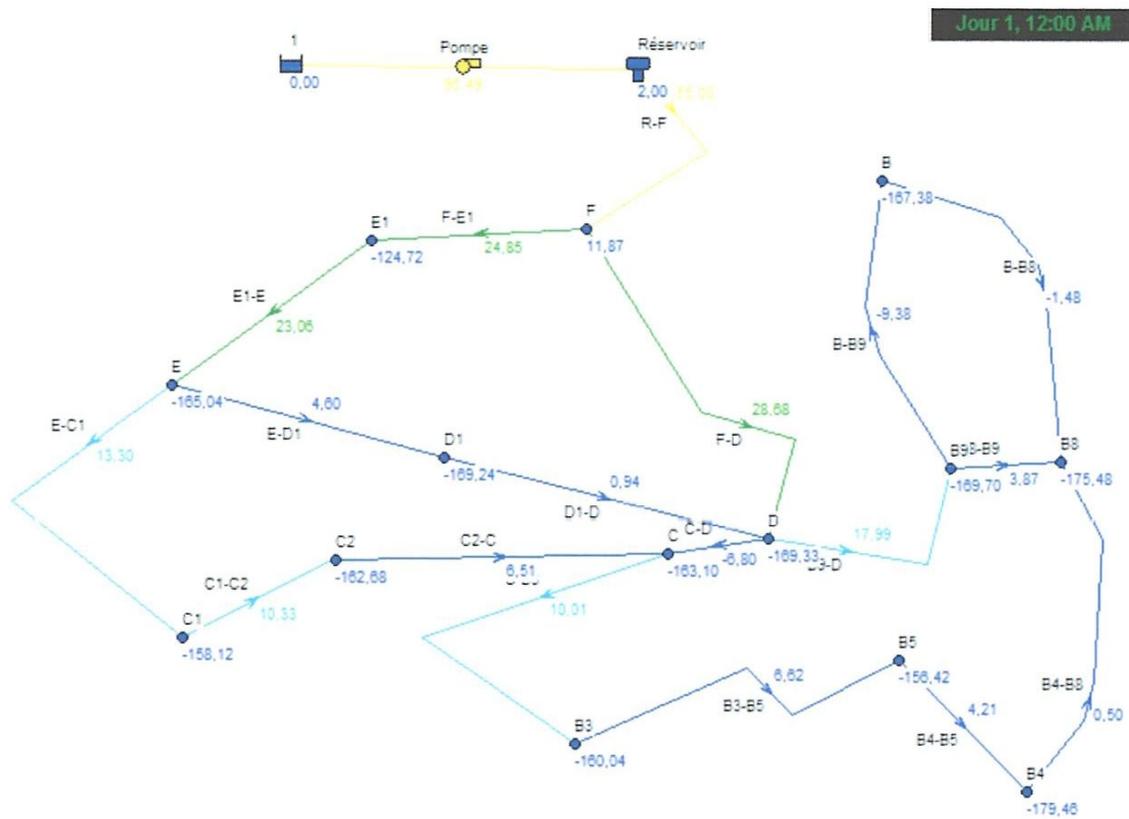


Fig. V.5 Schéma de l'état du réseau après simulation

Les résultats des calculs des nœuds et des tronçons dans les tableaux ci-après :

Tableau (V.5) État des arcs du réseau

ID Tronçon	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC m/km
R-F	166,3510	350,00	55,00	0,57	0,75
F-E1	147,6233	60,00	24,85	8,79	993,02
E1-E	210,9745	80,00	23,06	4,59	205,33
E-C1	490,2958	125,00	13,30	1,08	8,34
C1-C2	105,3710	125,00	10,33	0,84	6,92
B4-B5	138,8564	60,00	4,21	1,49	36,34
B4-B8	606,5719	125,00	0,50	0,04	0,03
B-B8	577,8517	125,00	-1,48	0,12	0,17
B-B9	605,3839	125,00	-9,38	0,76	4,43
E-D1	334,6664	100,00	4,60	0,59	3,59
F-D	146,3436	60,00	28,68	10,14	1306,52
C-D	66,1197	60,00	-6,80	2,41	87,32
B9-D	357,1254	100,00	17,99	2,29	43,05
D1-D	400,0164	100,00	0,94	0,12	0,22
C-B3	336,4119	100,00	10,01	1,27	14,67
C-C2	360,2018	100,00	6,51	0,83	6,72
B3-B5	343,7021	100,00	6,62	0,84	6,92

Tableau (V.6) État des nœuds

ID Nœud	Altitude (m)	Demande base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
F	600	2,93	1,47	611,87	11,87
E1	590	3,57	1,79	465,28	-124,72
E	587	10,33	5,16	421,96	-165,04
C1	576	5,94	2,97	417,88	-158,12
C	578	6,60	3,30	414,90	-163,10
B5	564	4,81	2,40	407,58	-156,42
B4	582	7,43	3,72	402,54	-179,46
B3	570	6,78	3,39	409,96	-160,04
B8	579	11,70	5,85	402,52	-175,48
B9	575	9,49	4,74	405,30	-169,70
B	570	15,79	7,89	402,62	-167,38
D	590	9,66	4,83	420,67	-169,33
D1	560	7,32	3,39	420,76	-169,24
C2	580	7,64	3,82	417,32	-162,68

Nous constatons d'après les résultats, les diamètres doivent être changés pour respecter les vitesses et les pressions (qui sont négatives).

Après correction des diamètres et simulation, l'état du réseau est la suivante :

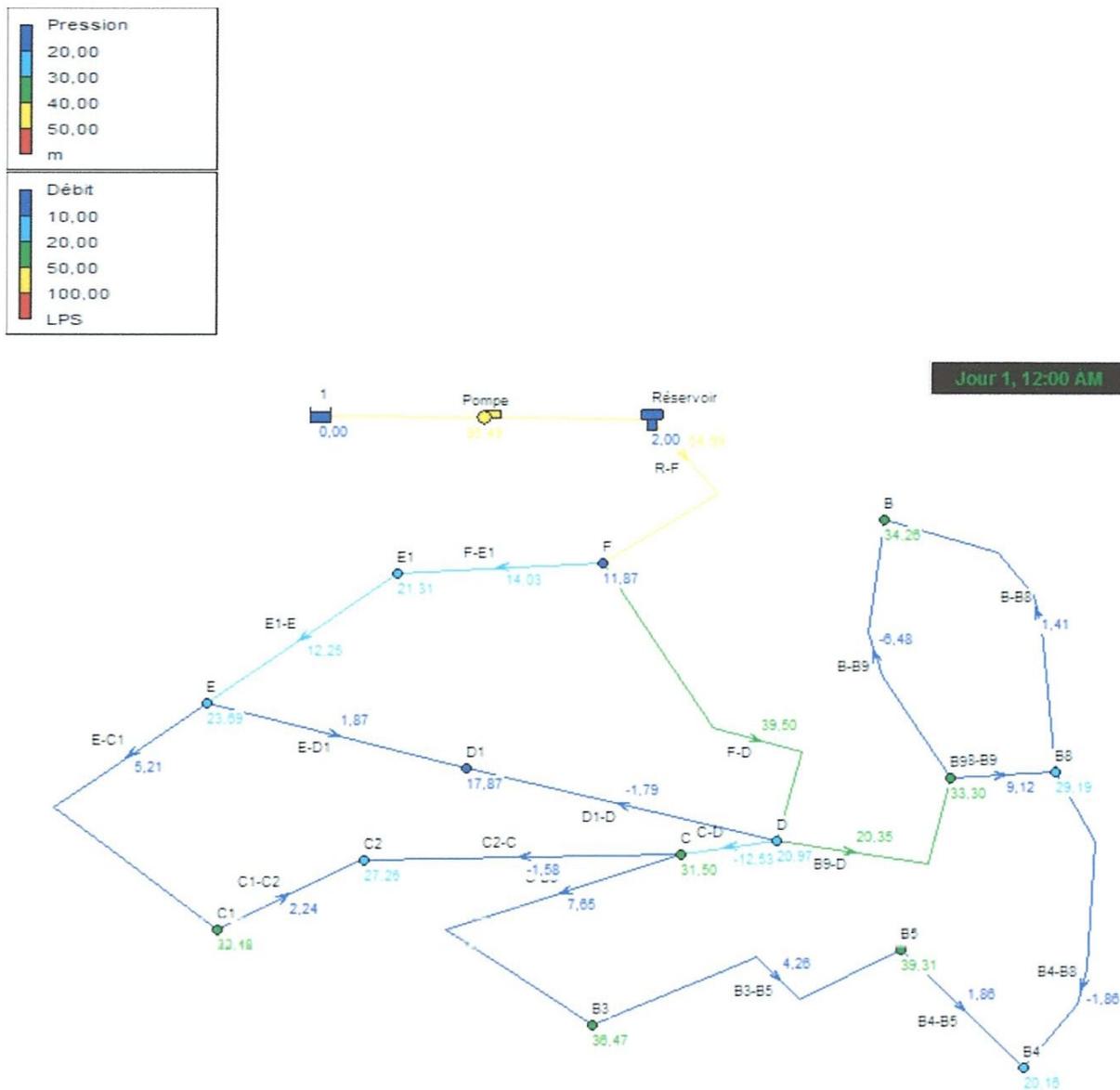


Fig. V.6 Etat du réseau (pression et débit) après correction des diamètres
 Nous constatons les bonnes pressions sur le réseau après la correction des diamètres.

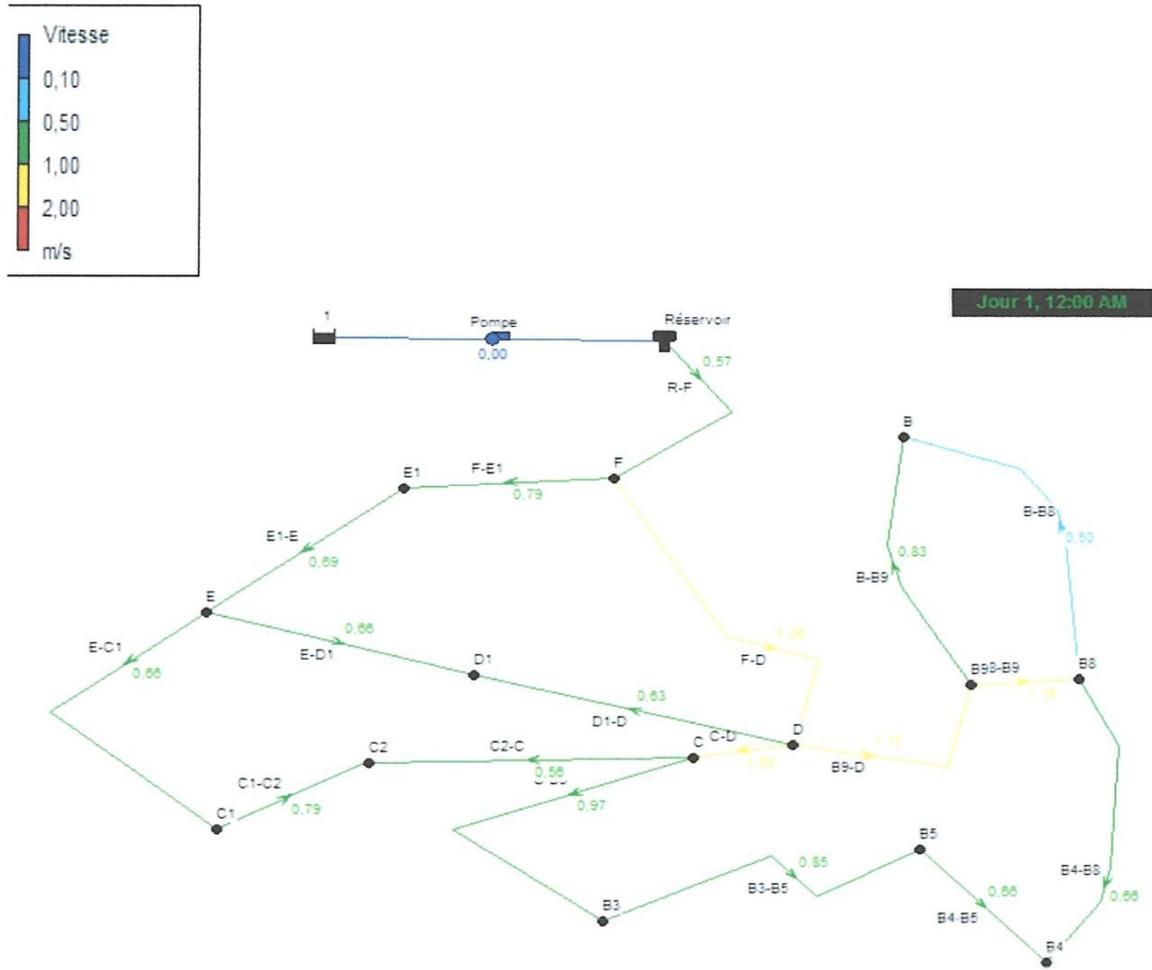


Fig. V.7 Etat du réseau (vitesse) après correction des diamètres

Nous obtenons les résultats suivants après correction, mentionnés dans les tableaux ci-après :

Tableau (V.7) État des arcs du réseau après correction

ID Tronçon	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC m/km
R-F	166,3510	350,00	54,99	0,57	0,75
F-E1	147,6233	150,00	14,03	0,79	3,80
E1-E	210,9745	150,00	12,25	0,69	2,97
E-C1	490,2958	100,00	5,21	0,66	4,49
C1-C2	105,3710	60,00	2,24	0,79	11,58
B4-B5	138,8564	60,00	1,86	0,66	8,28
B4-B8	606,5719	60,00	-1,86	0,66	8,29
B-B8	577,8517	60,00	1,41	0,50	5,07
B-B9	605,3839	100,00	-6,48	0,83	6,67
E-D1	334,6664	60,00	1,87	0,66	8,41
F-D	146,3436	200,00	39,50	1,26	6,21
C-D	66,1197	100,00	-12,53	1,60	22,13
B9-D	357,1254	150,00	20,35	1,15	7,47
D1-D	400,0164	60,00	-1,79	0,63	7,73
C-B3	336,4119	100,00	7,65	0,97	9,00
C-C2	360,2018	60,00	-1,58	0,56	6,22
B3-B5	343,7021	80,00	4,26	0,85	9,20

Dans les tuyaux :

-Le débit maximal est de 54,99 l/s et le débit minimal est de 1,41 l/s.

-La vitesse maximale est de 1,60 m/s et la vitesse minimale est de 0,50 m/s.

Tableau (V.6) État des nœuds après correction

ID Nœud	Altitude (m)	Demande base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
F	600	2,93	1,47	611,87	11,87
E1	590	3,57	1,79	611,31	21,31
E	587	10,33	5,16	610,69	23,69
C1	576	5,94	2,97	608,48	32,48
C	578	6,60	3,30	609,50	31,50
B5	564	4,81	2,40	603,31	39,31
B4	582	7,43	3,72	602,16	20,16
B3	570	6,78	3,39	606,47	36,47
B8	579	11,70	5,85	607,19	29,19
B9	575	9,49	4,74	608,30	33,30
B	570	15,79	7,89	604,26	34,26
D	590	9,66	4,83	610,97	20,97
D1	560	7,32	3,39	607,87	17,87
C2	580	7,64	3,82	607,26	27,26

Le nœud B5 a la plus grande pression (39,31m) et le nœud F à la plus petite pression (11,87m).

V.5. Affichages graphique :

Les résultats de la simulation ainsi que certains paramètres d'entrée, peuvent être visualisés en utilisant les différents types de graphique.

V.5.1. Courbe de Distribution :

Nous avons les courbes de distribution qui s'applique à tous les nœuds et tous les arcs à un instant donné. Les figures suivantes donnent les distributions des débits dans les arcs, des vitesses et des pressions dans les nœuds.

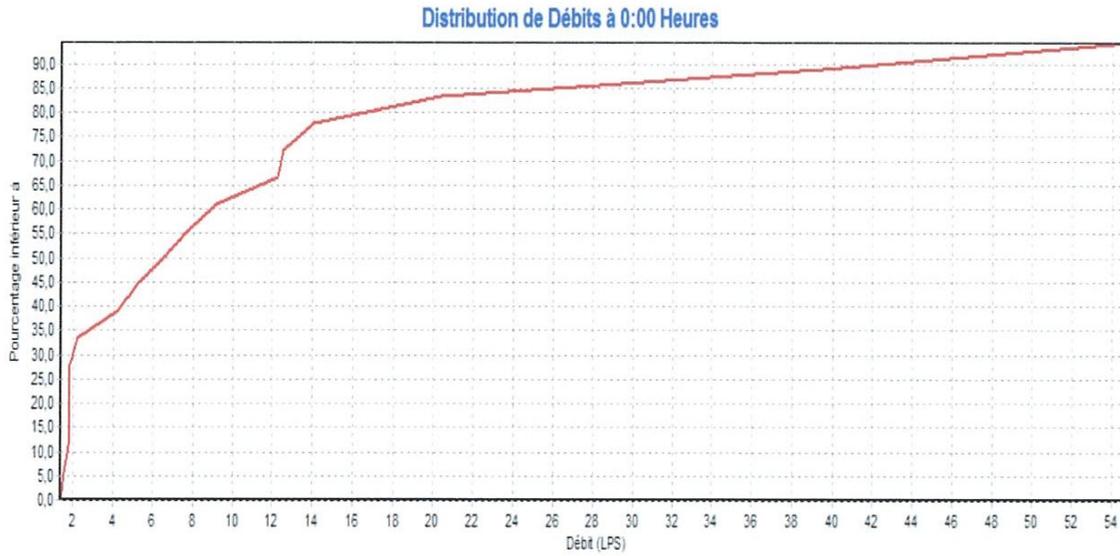


Fig. V.8 Courbe de distribution des débits

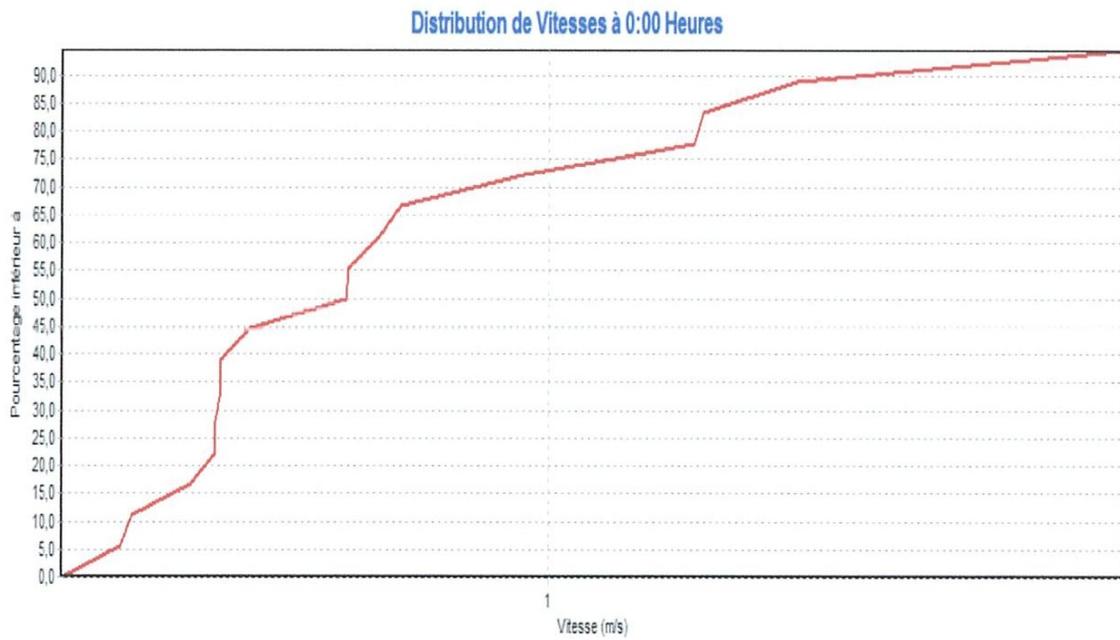


Fig. V.9 Courbe de distribution des vitesses

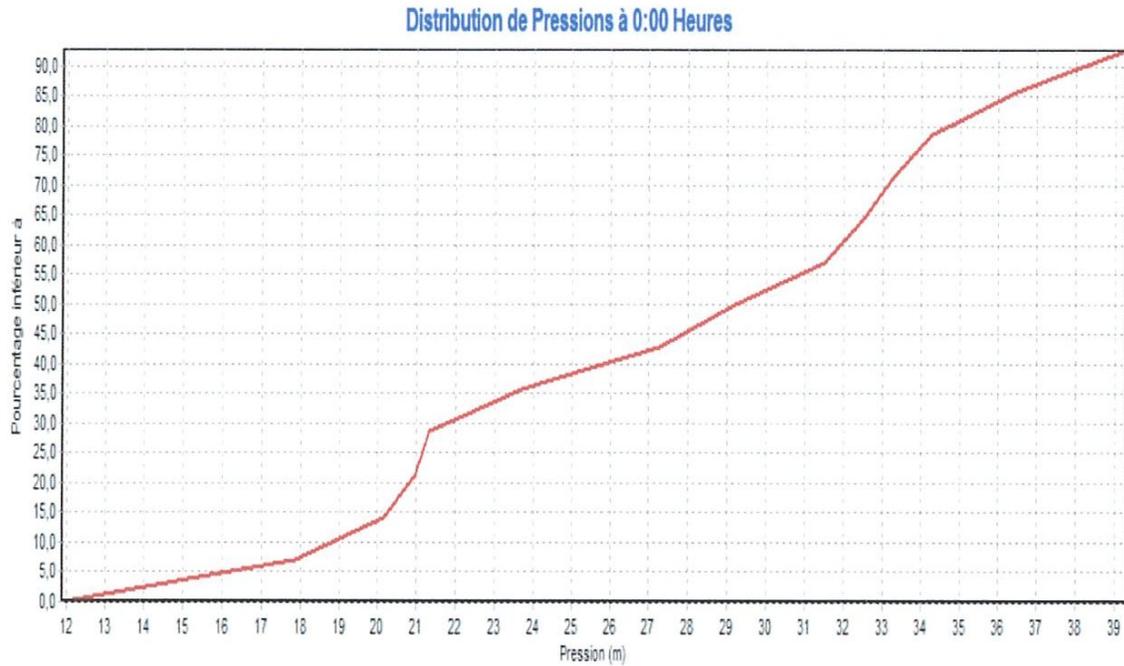


Fig. V.10 Courbe de distribution des pressions aux nœuds

V.5.2. Courbe de perte de charge :

Elle montre les pertes de charge calculées en fonction des débits au niveau de la canalisation ainsi que le diamètre du tronçon considéré.

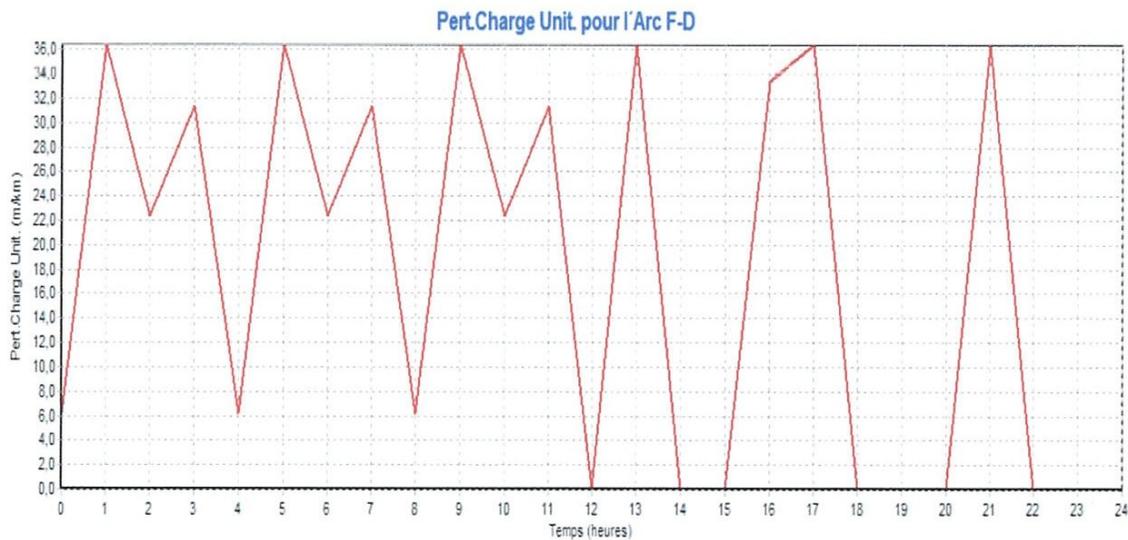


Fig. V.11 Évolution des Pertes de charge calculées pour l'arc F-D

V.5.3. Profils des pressions :

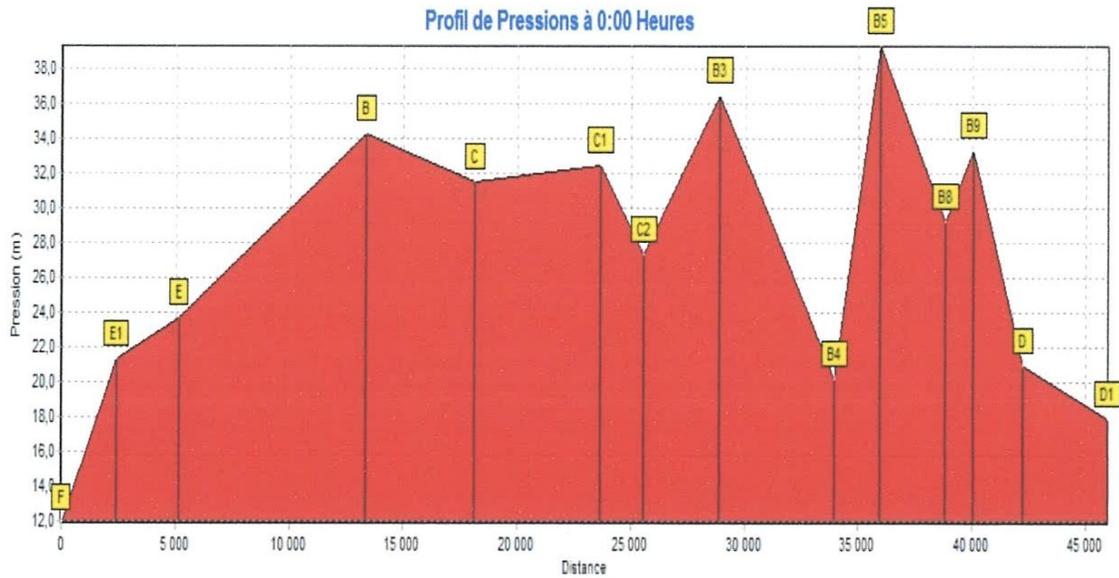


Fig. V.12 Profil des pressions aux nœuds

Dans le réseau il y'a 14 nœuds, les pressions sont comprises entre 10m et 40m d'eau (dans les normes de distribution).

Conclusion :

Les résultats affichés à la fin de la simulation nous montrent que les paramètres hydrauliques de notre système sont dans la plage des valeurs acceptables.

Enfin, le programme de modélisation hydraulique nous a amenés à effectuer la simulation du comportement de l'eau à travers notre système d'écoulement. Le modèle hydraulique nous a fournis une vision globale et juste du réseau, afin de reproduire au mieux la réalité.

Conclusion générale

Au cours de ce modeste travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP, ceci dans le but de satisfaire les besoins en eau du POS31 de la nouvelle ville de GUELMA. Pour cela, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation de ce projet.

L'évaluation des différents besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon 2044 a donné un total de 88,9 l/s, donc ce débit journalier doit être fourni par le réservoir de stockage de la station de traitement, pour que ces besoins soient satisfaits.

Vu le relief ascendant de la zone d'étude, nous étions dans l'obligation de faire une adduction par refoulement vers les réservoirs de stockage principal d'une capacité $2 \times 2500 \text{ m}^3$.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques qui sont de 350 mm avec des vitesses adéquates pour le gravitaire et par refoulement, nous avons choisi des conduites en PEHD.

Dans le but de choisir les pompes adéquates, nous avons utilisé le catalogue mr_pompes2018. Nous avons choisi deux pompes de surface en fonte monobloc horizontale de type N 80-160E pour la station de pompage, plus une pompe de secours.

Nous avons réservé une partie de notre étude pour la modélisation et la simulation du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, vue sa grande importance pour une réussite totale du projet.

Le développement d'un modèle de consommation propre au POS 31, pour mieux représenter le mode de consommation de la population. La simulation a été exécutée avec succès après correction, ce qui nous a permis d'établir un état des lieux des paramètres hydrauliques sur tout le réseau, et nous a aidés à bien comprendre le fonctionnement de notre réseau. Les résultats affichés à la fin de la simulation nous montrent que les paramètres hydrauliques de notre système sont dans l'ensemble dans la plage des valeurs acceptables, et les conduites enregistrent des vitesses optimales ainsi que les pressions aux nœuds. Des organes accessoires doivent être prévus pour réguler les pressions.

Cette modélisation du réseau nous a permis après simulation de constater les dysfonctionnements et ainsi leurs trouver des solutions tout en utilisant les connaissances acquises durant notre cycle de formation, et nous espérons que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions futures.

ANNEXES

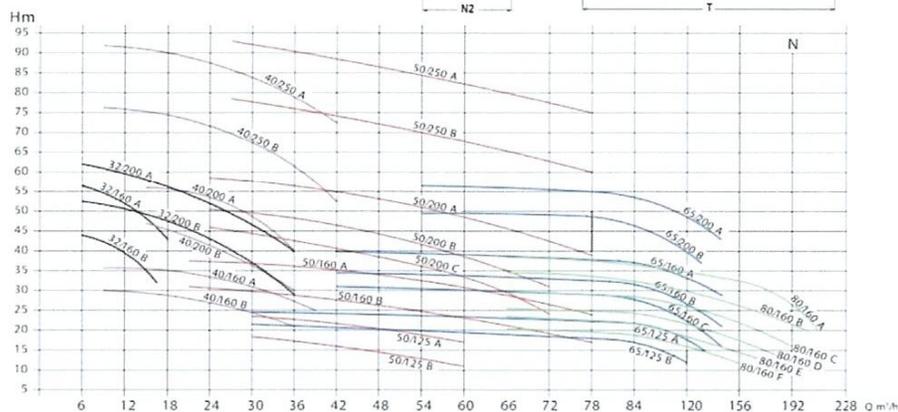
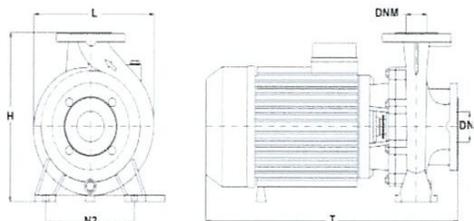
Annexe 02 : Catalogue mr_pompes2018

En fonte monobloc



A noter :

- Modèles Triphasés 3x400 V, 50 Hz, roue fonte, arbre inox, moteur arbre long IP44
- Pompes normalisées EN733 pour eaux claires



Type	Puissance		Moteur Amperes	Dimensions (mm)			Poids kg	Raccordements		H (max) m	Debit (max) m³/h	
	kW	CV		L	H	N2		T	DNA			DNM
N 32-160 B	3	4	6.8	260.5	340	190	450	43.5	50	32	4 ^{1/2}	15
N 32-160 A	4	5.5	9.4	260.5	340	190	450	46.1	50	32	5 ^{1/2}	18
N 32-200 B	5.5	7.5	13	268	340	190	541	65	50	32	5 ^{1/2}	36
N 32-200 A	7.5	10	16	268	340	190	541	72	50	32	6 ^{1/2}	36
N 40-160 B	3	4	8	245.5	292	190	460	45.1	65	40	3 ^{1/2}	36
N 40-160 A	4	5.5	10	245.5	292	190	460	48	65	40	3 ^{1/2}	39
N 40-200 B	5.5	7.5	13	275	340	212	560	69.5	65	40	4 ^{1/2}	36
N 40-200 A	7.5	10	16	275	340	212	560	75.2	65	40	5 ^{1/2}	36
N 40-250 B	11	15	25	310	405	250	600	94	65	40	7 ^{1/2}	42
N 40-250 A	15	20	32	310	405	250	600	98	65	40	9 ^{1/2}	42
N 50-125 B	3	4	8	228	292	190	482	45.3	65	50	1 ^{1/2}	60
N 50-125 A	4	5.5	10	228	292	190	482	47.8	65	50	2 ^{1/2}	60
N 50-160 B	5.5	7.5	14	256	340	212	560	67.5	65	50	3 ^{1/2}	78
N 50-160 A	7.5	10	16	256	340	212	560	72.6	65	50	3 ^{1/2}	78
N 50-200 B	9.5	12.5	18	287	360	212	565	83	65	50	4 ^{1/2}	72
N 50-200 A	11	15	22	287	360	212	605	85	65	50	5 ^{1/2}	72
N 50-200 A	15	20	28	287	360	212	605	94.5	65	50	5 ^{1/2}	78
N 50-250 B	18.5	25	41.5	332	405	250	724.5	135	65	50	7 ^{1/2}	78
N 50-250 A	22	30	49	332	405	250	724.5	145	65	50	9 ^{1/2}	78
N 65-125 B	5.5	7.5	11	252	340	212	565	70	80	65	2 ^{1/2}	120
N 65-125 A	7.5	10	16	252	340	212	565	75.3	80	65	2 ^{1/2}	132
N 65-160 C	9.5	12.5	19.5	269	360	212	565	82	80	65	3 ^{1/2}	144
N 65-160 B	11	15	23	269	360	212	605	92.5	80	65	3 ^{1/2}	144
N 65-160 A	15	20	27	269	360	212	605	96.6	80	65	4 ^{1/2}	144
N 65-200 B	18.5	25	39	330	405	250	725	135	80	65	4 ^{1/2}	132
N 65-200 A	22	30	45	330	405	250	725	145	80	65	5 ^{1/2}	144
N 80-160 F	7.5	10	16	328	405	250	595	82	100	80	2 ^{1/2}	156
N 80-160 E	9.5	12.5	19	328	405	250	595	93	100	80	2 ^{1/2}	168
N 80-160 D	11	15	21	328	405	250	635	97	100	80	2 ^{1/2}	180
N 80-160 C	15	20	26	328	405	250	635	117	100	80	2 ^{1/2}	192
N 80-160 B	18.5	25	35	330	405	250	755	140	100	80	3 ^{1/2}	204
N 80-160 A	22	30	41	330	405	250	755	150	100	80	3 ^{1/2}	216

SURFACE SURPRESSION
 FORAGE
 PUIT
 DRAINAGE
 CHANTIER
 RELEVAGE (pompes)
 RELEVAGE (postes)
 ACCESSOIRES

Références bibliographiques

- [1] **Rapport POS31 GUELMA, 2019**
- [4] **M. DORBANI**, 2018-2019, Cours de Collecte et distribution des eaux, MASTERII
- [5] **S.BENNIS**, 2014, Hydraulique et hydrologie, Université du Québec, Canada, 383p.
- [6] **GOUDJIL SARAH, SADELLI HAYETTE**, Alimentation en eau potable des localités M'NAIR I, M'NAIR II, HEDDADA, DHAMNET EL FHEL, AIN BELKACEM ET KOUDIET EL ASSA (W. SOUK AHRAS), Mémoire de magister, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia.
- [9] **N.MAIZI**, 2017/2018, Cours Hydraulique Appliquée Master I, Département de génie-civil & hydraulique, Université du 8 Mai 1945
- [10] **M. DORBANI**, 2017/2018, Cours Système Stockage Master I, Département de génie-civil & hydraulique, Université du 8 Mai 1945
- [12] **N. MAIZI**, 2016/2017, Cours Alimentation en eau potable Licence III, Département de génie-civil & hydraulique, Université du 8 Mai 1945
- [16] **A. TOUMI**, 2016/2017, Cours Station de Pompage Licence III, Département de génie-civil & hydraulique, Université du 8 Mai 1945
- [13] dspace.univ-tlemcen.dz/PFE BENARIBA, 2011
- [14] **AMIR Massinissa et BOUGHERZA Adèle**, JUILLET 2017, Etude de la chaine d'adduction de la commune d'OUED ATHMANIA, Département d'hydraulique, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
- [17] Rapport mode-hydraulique, PDF, JUILLET 2011
- [18] **GHOUL Ibrahim et HARIDI et GHAIM**, JUIN 2017, Modélisation du réseau d'AEP de HAMMAM DEBAGH, Département de génie-civil & hydraulique, Université du 8 Mai 1945
- [2] www.liberte-algerie.com, 23/07/2017
- [3] dspace.univ-guelma.dz
- [4] dspace.univ-guelma.dz
- [7] hmf.enseeiht.fr/travaux/Chap1-presentation-de-réservoir,2012

[8] www.douce-h2o.fr,

[11] www.inbW.be/stockage-et-adduction, 2011

[15] www.docclim.net/Les-pompes

[19] WikiTP.fr/distribution/les-types-de-reseaux

[20] daniel-huilier.fr/Enseignements/Mecanique-des-fluides, JUIN 2010

[21] www.zprocede.fr/Cours-GC/pompe introduction

[22] www.mrpompes.com, PDF 2018.