

Higher National School of Hydraulic

The Library

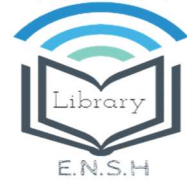
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable à partir d'un piquage de la
commune d'Aomar(w. Bouira) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-09

APA Citation (APA توثيق):

Arous, Hamza (2009). Alimentation en eau potable à partir d'un piquage de la
commune d'Aomar(w. Bouira)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، 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.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME :

**Alimentation en Eau Potable à Partir d'un Piquage de
la Commune d'AOMAR (W .BOUIRA)**

Présenté par :
M^r : AROUS HAMZA

Promotrice :
M^{me} : F. DERNOUNI

Devant le jury composé de :

President: M^r T.KHETTAL

Examineurs: M^r M.S. BENHAFID
M^{me} M .KAHLERASS
M^{me} D. DJOUDAR
M^r M. RASSOUL
M^r M.FODIL CHERIF

Juin / 2009



DÉDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma très très chère mère, et mon très cher père pour leurs Sacrifices,

son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

À ma très chère sœur;

À mes oncles maternelle et paternelle ;

À mes tantes maternelle et paternelle;

À mes frères, m'hamed, fateh, Miliani, Hakim, mohamed, Youssef, Omar,

Yacin, farid, salim,

À mes Amis: Adel, Salah, Abdou, Chibi, Makhloufi, Kazuite, Mino, mehdi, amar, yazid,

Aussama, khalfi, djamel.

et tout le groupe de 5 eme année

À tout mes amis de l'école.

HAMZA



REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement ma promotrice : M^{me} F.DERNOUNI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

De même occasion je remercie :

Mes Enseignants de l'ENSH et surtout M^{me} B.TOUAIBIA pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : ma sœur, mes frères Ahmed et Laid et mes nièces Bouchra et Aya et leur mère et tous ma famille.

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

HAMZA

ملخص :

بعد تعيين علة الشبكة الحالية لنظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية عمر من قبل الجزائرية للمياه.

قررنا تبديل هذه الشبكة إلى شبكتين حلقيه وفرعية اعتمادا على الأنابيب البلاستيكية، ومن خلال هذه الدراسة أخذنا بعين الاعتبار الجانب التقني والاقتصادي بغرض تلبية طلب سكان هذه البلدية كما ونوعا.

Résumé :

Après un petit diagnostic du réseau actuel du système d'alimentation en eau potable de la commune d'AOMAR par l'ADE, nous avons jugé utile de le changer avec un nouveau réseau combine (maillé et ramifié) tout en utilisant les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD).

Mais durant cette étude nous avons considéré l'aspect technico-économique dans le but de satisfaire la demande en eau des habitants de cette commune quantitativement et qualitativement.

Summary:

After a small diagnosis of the current network of the feeding system out of drinking water of the commune of AOMAR by the ADE, we considered it useful to change it with a new network combines (with a grid and ramifies) while using the polyethylene conduits high density (PEHD). But during this study we considered the technico-economic aspect with an aim of satisfying the demand for water of the inhabitants of this commune quantitatively and qualitatively.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : Présentation de la ville D'AOMAR	
I.1. Situation géographique :	02
I.2.Situation topographique :	02
I.3. Situation géologique et hydrogéologique:	03
I.3.1.Géologie :	03
I.3.1.1. <i>Alluvions actuelles</i> :	01
I.3.1.2. <i>Zones marécageuses</i> :	01
I.3.1.3. <i>Alluvions récentes</i> :	01
I.3.2.Hydrogéologie :	01
I.4.Situation climatologique :	01
I.4.1.Le climat :	01
I.4.2.La température :	01
I.4.3.La pluviométrie :	01
I.4.4.Sismicité :	01
I.5.Présentation hydraulique :	01
I.5.1.Réseau actuel de l'agglomération :	01
I.5.2. Adduction :	01
I.5.3.Ressource: :	01
I.5.4.Ouvrage de stockage :	01
-1/ Réservoir 1 :	01
-2/ Réservoir 2 :	01
-3/ Réservoir 3 :	01
-4/ château d'eau :	01
Conclusion :	01
Chapitre II : Évaluation des besoins en eau de l'agglomération	
Introduction :	10
II.1. Répartition de la population :	10
II.2. Estimation de la population future :	01
II.3. Estimation des besoins en eau :	01
II.3.1. Consommation moyenne journalière :	12
II.3.2. Besoins en eau par catégorie :	13
II.4.Estimation des besoins :	14
II.4.1.Choix de la norme unitaire de la consommation :	15
II.4.2.Détermination de la consommation moyenne journalière :	16
II.5.Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :	17
II.5.1.Agglomération :	15
II.5.1.1- Besoins domestiques :	16
II.5.1.2.Besoins scolaires :	14
II.5.1.3.Besoins sanitaires :	16
II.5.1.4.besoins administratifs :	14
II.5.1.5. Besoins socioculturels :	12
II.5.1.6.besoins commerciaux :	15
II.6-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :	12

II.7. Variation de la consommation	16
II.8. Études des variations des débits journaliers	17
II.9.1. Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville	18
II.9.2. Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville	19
II.10. Études des variations des débits horaires	20
II.10.1. Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	21
II.10.2. Calcul de la consommation horaire	22
Conclusion	23

Chapitre III : Réservoir

Introduction	19
III.1. Rôle des réservoirs	19
III.2. Emplacement des réservoirs	19
III.3. Type du réservoir	20
III.4. Détermination de la capacité du réservoir	20
III.5. Principe de calcul	20
III.6. Calcul de la capacité de réservoir R1	20
III.7. Équipements hydrauliques du réservoir	22
III.7.1. Conduite d'arrivée	22
III.7.2. Conduite de départ ou de distribution	23
III.7.3. Conduite de trop-plein	23
III.7.4. Conduite de décharge ou de vidange	24
III.7.5. Conduite by-pass	24
III.7.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie	25
Conclusion.	26

Chapitre IV : Réseau de distribution

Introduction	27
IV.1. Les différents types de réseaux	27
IV.1.1. Le réseau ramifié	27
IV.1.2. Le Réseau étage	27
IV.1.3. Le réseau maillé	27
IV.2. Conception d'un réseau	28
IV.3. Principe du tracé du réseau maillé	28
IV.4. Calcul hydraulique du réseau maille	28
IV.4.1. détermination des débits	29
a. Le débit route	29
b. Le débit spécifique	29
c. Le débit au nœud	29
IV.4.2. Calcul des débits	29
a. Cas de pointe	29
b. Cas de pointe + incendie	32
IV.4.3. répartitions arbitraire des débits	35
IV.4.4. déterminations des diamètres et des vitesses	38
IV.5. simulation par le logiciel EPANET	39
IV.6. dimensionnement de la conduite de distribution 6-R2	43
IV.7. dimensionnement de la conduite de distribution 13-R3	44
IV.8. dimensionnement de la conduite de distribution 26-château	45
IV.9. Équipement du réseau de distribution	49

IV.9.1- Type de canalisation	49
IV.9.2- Appareils et accessoires du réseau	49
IV.9.2.1- Robinets vannes	49
IV.9.2.2- Bouches ou poteau d'incendie	49
IV.9.2.3- Clapets	49
IV.9.2.4- Ventouses	49
IV.9.2.5- Robinets de vidange	49
IV.9.2.6- Bouche d'arrosage	49
IV.9.2.7- pièces spéciales de raccord	50
a) les Tés	50
b) les coudes	50
c) les cônes	50
d) les croix de jonction	50
e) les manchons	50
f) Les compteurs	50
Conclusion	50
CHAPITRE V : Adduction	
V.1- Introduction	51
V.2- Choix du tracé (condition technique)	51
V.3- Choix du type de tuyaux	52
V. 4- Conditions économique	52
V.4.1- Calcule du diamètre économique « Dec »	52
V.4.2- Calcul technico-économique	53
V.4.2.1- Les pertes de charges	53
V.4.2.2- Détermination de la hauteur manométrique totale	54
V.4.2.3 Puissance absorbé par la pompe	55
V.4.2.4 Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe	55
V.4.2.5. Les frais d'exploitation	56
V.4.2.6. Frais d'annuité	56
V.4.2.7. Frais d'amortissement	56
V.4.2.8. Le bilan (prix total)	57
V.5. choix de type de pompe	57
V.5.1 .Type de pompe	58
V.5.2 .Données techniques / Caractéristiques	58
V.5.3 .Caractéristiques de la pompe d'après le logiciel « caprari »	58
V.5.4. Courbes caractéristiques de la pompe	59
V. 6. Détermination du point de fonctionnement pour la station de pompage	59
V.7. Étude de la cavitation	61
V.8. choix du moteur électrique	62
V.8.1. Dimension du moteur	63
Conclusion	64
Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier	
VI.1.Généralité	65
VI.2.Interprétation physique du coup de bélier	65
VI.3.Moyen de protection contre le coup de bélier	66
VI.4.Étude du coup de bélier	66

a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression	66
b) Détermination de la vitesse de la célérité	67
c) Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent	67
VI.5.Réservoir d'air	68
VI.5.1.Dimensionnement du réservoir d'air	69
Conclusion	70

Chapitre VII : Organisation du chantier

Introduction	71
VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	71
a) Matérialisation	71
b) Nivellement	71
VII.2.Excavation des tranchées	71
VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale	71
VII.2.2.Excavation	71
VII.2.2.1.La profondeur (H_{tr})	72
VII.2.2.2.Largueur de la tranchée	72
VII.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation	72
VII.2.3.1.Pelle équipée en rétro	73
VII.2.3.2.Pelle équipée en butée	73
VII.2.3.3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie	74
VII.2.3.4.La durée d'excavation	75
VII.2.3.5.Aménagement du lit de pose des conduites	75
VII.3. Pose des conduites	75
VII.4. Épreuve de joint et de la canalisation	76
VII.5. Remblaiement de la tranchée	76
Conclusion	76

Chapitre VIII : Protection et sécurité du travail

Introduction	77
VIII.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	77
VIII.1.1.Facteurs humains	77
VIII.1.2.Facteurs matériels	77
VIII.2.Liste des conditions dangereuses	78
VIII.3.Liste des actions dangereuses	78
VIII.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	78
VIII.4.1.Protection individuelle	78
VIII.4.2.Autre protections	79
VIII.4.3.Protection collective	79
VIII.4.3.1.Équipement de mise en œuvre du béton	79
VIII.4.3.2.Engin de levage	79
VIII.4.3.3.Appareillage électrique	79
Conclusion	79
CONCLUSION GENERALE	80
BIBLIOGRAPHIE.	

Liste des tableaux :

Tableau N° I.1 : les températures	í í í í í í í í í í í í í í í í í í í í í04
Tableau N°I.2: Pluies moyennes à AOMAR (période 1998 à 2006)	í í í í í í í í04
Tableau N° I-3 : Caractéristiques des réservoirs d'eau	í í í í í í í í í í í í í í	.í .05
Tableau N° II-1 : Estimation de la population future de la ville	í í í í í í í í ..í ...í	08
Tableau N°II.2 : les besoins domestiques	í í í í í í í í í í í í í í í í í í	.í ..10
Tableau N°II.3 : les besoins scolaires	í í í í í í í í í í í í í í í í í ..í í	...í 10
Tableau N°II.4 : les besoins sanitaires	í í í í í í í í í í í í í í í í í í ..í	..10
Tableau N°II.5 : les besoins administratifs	í í í í í í í í í í í í í í í í í .í .í	...11
Tableau N°II.6 : évaluation des besoins socioculturels	í í í í í í í í í í í í í í í í .í ..í	11
Tableau N°II.7 : les besoins commerciaux	í í í í í í í í í í í í í í í í .í í11
Tableau N°II.8 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération	í í í í í í .í .í	...12
Tableau N°II.9 : les besoins en eau maximale journalière de la ville	í í í í í í í í	.13
Tableau N°II.10 : des besoins en eau minimale journalière de la ville	í í í í í í .í .í	.14
Tableau N°II.11 : la variation horaire en fonction du nombre de la population	í í .í15
Tableau N°II.12: Répartition des débits horaires	í í í í í í í í í í í í í .í .í	..16
Tableau N°III.1 : Calcul de la capacité de réservoir R1	í í í í í í í í í í í ..í	...21
Tableau N°IV.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe	í í í í .í .í	30
Tableau N°IV.2 : calcul de débits aux nò uds : cas de pointe	í í í í í í í í í ..í	...30
Tableau N°V.3 : calcul de débit aux nò uds : cas de pointe +incendie	í í í í í í	...í .33
Tableau N°IV.4 : calcul des diamètres et des vitesses	í í í í í í í í í í í í í ..í	.38
Tableau N°IV.5 : résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques	í í í í .í í í í í í í í í í í í í í í í í í í í í í í í	40
Tableau N°IV.6 : résultat au niveau des nò uds	í í í í í í í í í í í í í í í .í41
Tableau IV .7: Caractéristiques des différents matériaux	í í í í í43
Tableau N° V.1 : Détermination de la hauteur manométrique	í í í í í í í í í í í	55
Tableau N°V.2 : Détermination des frais d'exploitation	í í í í í í í í í í í í í	.56
Tableau N° V.3 : Détermination du montant d'amortissement	í í í í í í í í	...í ...57
Tableau V.4 : Détermination du prix total. (Bilan)	í í í í í í í í í í í í í í57
Tableau N°V.5 : Caractéristiques de la station de pompage SP1	í í ..í í	..57
Tableau N° VII.1: calcul du volume à excaver	í í í í í í í í í í í í í í ..í í	.74
Tableau N° VII.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	í í .í .í	74

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie, elle a toujours influencé la vie de l'homme dans ses activités, et son installation dépend des points d'eau, formant ainsi des agglomérations dont les besoins ne cessent de croître.

Jadis, on croyait que l'eau est en quantités abondantes et que ses ressources sont inépuisables, aujourd'hui son abondance et sa pureté sont mises à défaut par les conditions climatiques et les activités humaines.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'études qui est l'étude de l'alimentation en eau potable de la ville d'AOMAR (wilaya de Bouira).

La ressource souterraine ayant considérablement diminuée, et vue la proximité du barrage de Kodiat Asserdoune nous proposons un renforcement de la ressource par un piquage sur la conduite qui transporte les eaux du barrage.

Vue l'état du réseau, (innombrables fuites, et effondrement de plusieurs conduites), nous proposons la rénovation totale du réseau.

Une vérification de l'état et de la capacité des réservoirs est prévue. Par la suite des propositions seront faites suivant les problèmes rencontrés.

I.1. Situation géographique :

La commune d'AOMAR se situe à l'Ouest du chef lieu de Wilaya de BOUIRA sur l'axe de développement Est à Ouest, son chef lieu de commune est l'agglomération AOMAR GARE qui se positionne au centre de la commune, et qui constitue le point de convergence de la plus part des localités à travers le territoire communal ce dernier couvre une superficie de 697 Ha avec une population de 8054 Hab selon le RGPH 2008

La commune se trouve limitée comme suit :

- **Au Nord** : Par la Wilaya de DRAA EL -MIZANE (W : TIZI OUZOU).
- **Au L'Est** : Par la commune d'AIT LAAZIZ.
- **Au Sud** : Par la commune DJEBAHIA.
- **A l'Ouest** : Par la commune de et KADIRIA.

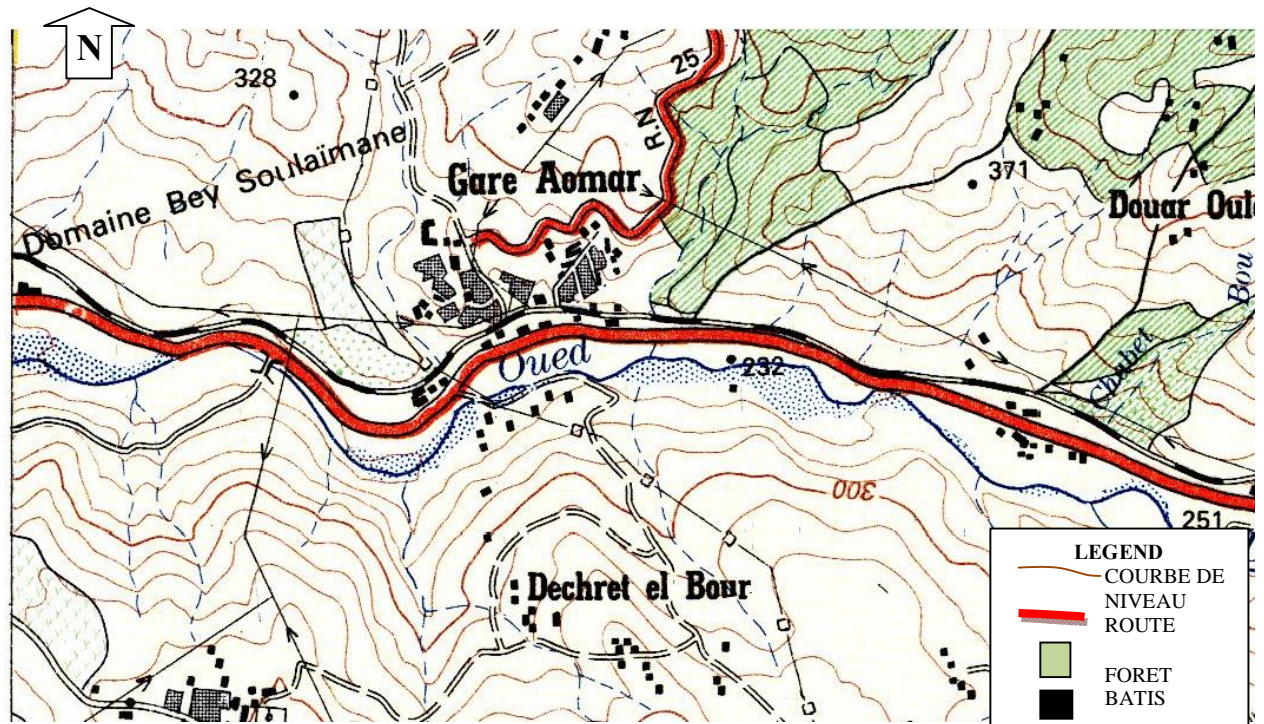


Fig-I.1. Situation géographique de la commune de « D'AOMAR GARE »

La commune d'AOMAR dispose d'un réseau de communication important permettant ainsi une bonne accessibilité à travers le territoire communal, mais aussi national en l'occurrence la RN 5 et la RN 25 aussi l'existence de chemins de Wilaya permet la communication des différentes localités de la communes tout en desservant les communes limitrophes (CW 19, CW 48) quant au reste du réseau, il se compose de chemins vicinaux et de piste carrossables reliant les différents fractions de la zone éparse concernant l'armature urbaine, de la commune hormis l'agglomération chef lieu.

I.2.Situation topographique :

La commune d'AOMAR est caractérisée par une forte dénivellée dont les altitudes varient de : 700m à 500m du nord au sud.

I.3. Situation géologique et hydrogéologique:

La morphologie du site présente un relief montagneux et fortement accidenté, renfermant un ensemble de collines et de étroites vallées, l'altitude moyenne est d'environ 400 m.

De part et d'autres des versants, les pentes dépassent les 12 %, les vallées à pentes faibles se localisent au bas des versants en bordure des Oueds, sous forme de petites aires d'irrigations isolées

Les zones forestières se situent en haut des versants au Nord et au Sud du territoire communal et couvrent une superficie dépassant les mille Ha

I.3.1.Géologie :

La géologie est un paramètre important pour le zoning d'une région ou d'un terrain à étudier, cela concerne la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches, qui en combinaison avec d'autres paramètres, peuvent engendrer des affaissements des glissements de terrains ou d'autres phénomènes plus ou moins néfastes quant à la stabilité des différentes constructions.

Pour ce qui est du profil géologique de la région, on peut distinguer trois classes à savoir :

I.3.1.1. Alluvions actuelles :

Caractérisées par des dépôts caillouteux de débordement de l'Oued DJEMAA.

I.3.1.2. Zones marécageuses :

Représentées par quelques bas de fond argileux qui conservent l'eau en hiver sur le plateau de BEN HAROUN

I.3.1.3. Alluvions récentes :

Concernent des dépôts limoneux de la petite plaine qui borde la vallée d'Oued DJEMAA

I.3.2.Hydrogéologie :

Un examen hydrogéologique (D.H.W BOUIRA) a été fait dans la partie Ouest de DJURDJURA et a montré que les terrains sont conducteurs donc perméables.

Les PUIITS réalisés dans la région révèlent une condition géologique favorable du point de vue alimentation. Les puits qui existent dans cette zone témoignent de la bonne qualité de l'aquifère.

I.4.Situation climatologique :

I.4.1.Le climat :

L'étude climatique est très importante, elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité, les vents, les jours de sirocco et de gelée.

La commune se caractérise par un climat à tendance continental du fait de l'amortissement de l'influence de la méditerranée par la chaîne montagneuse du DJURDJURA

I.4.2.La température :

La commune D'AOMAR influencée par le climat méditerranéen à tendance sèche, en été il fait chaud et sec, elle a un hiver pluvieux et doux avec chute des neiges dans les parties dépassants les 800 mètres d'altitudes.il faut noter que le passage de la saison froide à la saison chaude est moins remarqué.

Voici quelques températures de la saison sèche et froide

Tableau N° I.1 : les températures

saisons	chaude				froide		
mois	juin	juillet	Août	septembre	décembre	janvier	février
Températures (°c)	32	37	38	31	7	6	6.8

Source ANRH

Les amplitudes annuelles et journalières des températures sont fortes, La température moyenne annuelle varie entre 16° et 22°c.

I.4.3.La pluviométrie :

Selon l'annuaire pluviométrique de l'Algérie établi par l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H), la hauteur pluviométrique annuelle de la commune D'AOMAR se situe entre 600 et 1000 mm/an sont abondantes en hiver et faibles en été.

Tableau N°I.2: Pluies moyennes à AOMAR (période 1998 à 2006)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométries Mensuelles (mm)	35,0	65,5	82,0	97,5	87,0	72,0	82,5	63,0	44,5	11,7	1,2	3,5

Source ANRH

I.4.4.Sismicité :

La commune d'AOMAR se situe dans la chaîne du Djurdjura, c'est une région caractérisée par des faisceaux de plis orientés Est ó Ouest (Plis numidiens) ou les actions orogéniques ont principalement joués pendant les phases pyrène rennes et alpines, et se pour suivent jusqu'à maintenant

Aujourd'hui une activité volcanique récente est a mettre en parallèle avec cette activité orogénique et séismique.

La région est classée en zone II selon le zoning du règlement parasismique Algérien 1999 encore en vigueur qui prescrit certaines recommandations quant aux conditions de constructibilité

I.5.Présentation hydraulique :

I.5.1.Réseau actuel de l'agglomération :

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa vieillesse selon le rapport de la subdivision de BOUIRA et que sa date de réalisation remonte à une trentaine d'années environ. Finalement, il est à noter que tout le réseau est à rénover.

I.5.2. Adduction :

Même constat que pour le réseau de distribution. Toute la chaîne de distribution est à changer.

I.5.3.Ressource:

L'alimentation en eau potable d'AOMAR se fait par les eaux souterraines exploitées qui se composent de puits (Mauvais Etat).

I.5.4.Ouvrage de stockage :

AOMAR est dotée de trois (03) réservoirs, dont les caractéristiques sont données par le tableau ci-dessous.

Tableau N° I-3 : Caractéristiques des réservoirs d'eau

Réservoirs	Capacité	C.T.N	C.T.P	Observations
	m ³	m	m	
R1: (en construction)	500	734.00	738.00	Bonne Etat
R2 :	150	660.00	664.00	Moyen Etat
R3 :	250	580.00	584.00	Moyen Etat
Château d'eau:	150	520.00	524.00	Moyen Etat

-1/ Réservoir 1 :

La capacité de 500 m³ du réservoir R1 (en construction) sera vérifiée dans le chapitre correspondant à la détermination des volumes des cuves.

-2/ Réservoir 2 :

Le réservoir R2 de capacité 150 m³ est alimenté à partir de la station de reprise située au sud du chef lieu et cela à l'aide d'une conduite Ø150 fonte.

-3/ Réservoir 3 :

Le réservoir R3 de capacité 250 m³ est alimenté à partir de la station de reprise de Boularbah située au sud du chef lieu et cela à l'aide d'une conduite Ø150 fonte.

-4/ château d'eau :

Le château d'eau est de capacité 150 m³, elle est aussi alimentée par la station de reprise de Boularbah.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté la ville du point de vue topographie, climat ainsi que l'état actuel du système d'alimentation en potable.

Et comme nous avons constaté que ce réseau est ancien (plus de 30 ans) et présente de nombreux problèmes tels que les fuites, l'effondrement des conduites, la baisse de pression dans au niveau de plusieurs points, et la présence de rouille sur les conduites (entraînant une contamination de l'eau) ; nous avons opté pour une rénovation totale du système.

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée 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, ...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, ...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.1. Répartition de la population :

La commune d'AOMAR est composée du AOMAR GAR et AOMAR CENTRE. Selon le recensement de 2008 le chef lieu d'AOMAR GAR ou CENTRE de AOMAR comptait 8054 habitants (source APC d'AOMAR).

II.2. Estimation de la population future :

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2029, le calcul est établi à l'aide de la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + r)^n$$

Avec :

P : Population à l'horizon d'étude (hab).

P₀ : Population de base 2008 (hab).

n : nombre d'années séparant l'horizon considéré.

r : taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs :

- mode de vie.
- L'éducation (planning familial) ;
- Le développement socioculturel ;

D'après l'A.P.C, le taux d'accroissement de la commune D'AOMAR est de = 3%.

L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant :

Tableau N° II-1 : Estimation de la population future de la ville

quartiers	Population en 2008(hab.)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2029(hab.)
AOMAR	8054	3	14547

II.3. Estimation des besoins en eau :

II.3.1. Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est désignée par Q_{moyj} et calculé par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = (N \cdot D)/1000 \quad (m^3/j)$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en m^3/j ;

N : nombre de consommateurs ;

D : dotation moyenne en l/j/cons.

II.3.2/ Besoins en eau par catégorie :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la ville AOMAR il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;

II.4. Estimation des besoins :**II.4.1. Choix de la norme unitaire de la consommation :**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule, etc. [1]

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

Il est très difficile d'évaluer avec précision les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions [1].

II.4.2. Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i q_i}{1000}$$

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j]

N_i : Nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs.

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe (l/j/par usager)

i : Nombre de groupes. [1]

II.5. Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :**II.5.1. Agglomération :****II.5.1.1- Besoins domestiques :**

Selon les informations recueillies au près de la subdivision de la ville de bouira, La dotation en eau domar est prise à 150 l/j/hab.

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques.

Tableau N°II.2 : Les besoins domestiques

Année	nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab.]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2029	14547	150	2182,05

II.5.1.2. Besoins scolaires :

Le tableau suivant détermine les besoins scolaires

Tableau N°II.3 : Les besoins scolaires

Equipement	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
12 écoles primaires	élève	2549	30	76 ,47
1 C,E,M	élève	1407	30	42,21
Total				118,68

II.5.1.3. Besoins sanitaires :

Le tableau suivant détermine les besoins sanitaires

Tableau N°II.4 : Les besoins sanitaires

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Q_{moyj} (m³/j)</i>
Centre de santé	Patient	50	20	1
Salle de soins	Patient	100	20	2
Maternité	lit	60	20	1.2
Total				4.2

II.5.1.4. besoins administratifs :

Le tableau suivant détermine les besoins administratifs

Tableau N°II.5 : Les besoins administratifs

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m³/j)</i>
PTT	employé	30	15	0,45
A.P.C	employé	20	15	0,30
Gendarmerie	agent	60	25	1,5
Protéction civil	unité	1	25000	25
total				27.35

II.5.1.5/ Besoins socioculturels :

Tableau N°II.6 : Evaluation des besoins socioculturels

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m³/j)</i>
Mosquée	fidèle	800	20	16
Centre culturel	fidèle	80	10	0.8
Maison de jeune	jeune	100	15	1.5
Stade	vestiaire	2	10000	10
Total				28.3

II.5.1.6.besoins commerciaux:

Le tableau suivant détermine les besoins commerciaux

Tableau N°II.7 : Les besoins commerciaux

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m³/j)</i>
Marché	m ²	800	5	4
Restaurant	repas	600	30	18
Cafés	client	8	2000	16
SNTV	unité	1	500	0.5
Boulangerie	unité	3	400	1.2
Boucherie	unité	3	50	0.15
Douche publique	unité	4	10000	40
Total				79.85

II.6-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau N°II.8 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	2182,05
Sanitaires	4,2
Scolaires	118,68
commerciaux	79,85
Administratifs	27,35
socioculturels	28,3
Total	2440,43

II.7. Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération ;
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville ;
- Variation journalière qui dépend de jour de la semaine où la consommation est plus importante ;
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.8. Etude des variations des débits journaliers :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. [1]

Par rapport à la consommation moyenne déterminée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. [1]

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée K_{minj} .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj} \quad (m^3/j)$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj} \quad (m^3/j) \quad \text{Avec :}$$

Q_{moyj} : débit moyen journalier

Q_{maxj} : débit maximum journalier

Q_{minj} : débit minimum journalier

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximum ; et que ce coefficient varie entre 1.1 à 1.3 [1]

Pour notre cas nous prenons $K_{maxj} = 1,3$ pour les besoins domestiques et 1 pour les autres besoins

K_{minj} : coefficient d'irrégularité minimum et que ce coefficient varie entre 0,7 à 0,9 [1]

Pour notre cas nous prenons $K_{minj} = 0,9$ pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins

II.9.1. Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville

Tableau N°II.9 : Les besoins en eau maximale journalière de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{moyj} (m^3/j)$	K_{maxj}	$Q_{maxj} (m^3/j)$
Domestiques	2182,05	1,3	2836,665
Sanitaires	4,2	1	4,2
Scolaires	118,68	1	118,68
Commerciaux	79,85	1	79,85
Administratifs	27,35	1	27,35
Socioculturels	28,3	1	28,3
Total	2440,43		3095,045

II.9.2.Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville

Tableau N°II.10 : Les Besoins en eau minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	Q _{moyj} (m ³ /j)	K _{min j}	Q _{min j} (m ³ /j)
Domestiques	2182,05	0.9	1963,845
Sanitaires	4,2	1	4,2
Scolaires	118,68	1	118,68
Commerciaux	79,85	1	79,85
Administratifs	27,35	1	27,35
socioculturels	28,3	1	28,3
total	2440,43		2222,225

D'après ces deux tableaux, nous avons :

$$Q_{\max j} = 3095,045 \text{ m}^3/\text{j} \text{ et } Q_{\min j} = 2222,225 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.10. Etude des variations des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyh}} = Q_{\max j} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Avec : Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/h)

Q_{max.j} : débit maximal journalier (m³/j)

Pour notre projet, nous avons Q_{max.j} = 3095,045 m³/j

$$\text{AN: } Q_{\text{moyh}} = 3095,045 / 24 = 128,96 \text{ m}^3/\text{h} \quad Q_{\text{moyh}} = 128,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les débits maximum et minimum horaires sont déterminés à partir du tableau de répartition des débits.

II.10.1. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Tableau N°II.11 : La variation horaire en fonction du nombre de la population

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	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	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

Nous avons une population de 14547hab. donc notre répartition se situe au niveau de la deuxième colonne.

II.10.2.Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{(P\% \cdot Q_{maxj})}{100} \quad \text{Avec : } Q_{maxj} = \text{débit horaire nécessaire}$$

P% = pourcentage horaire.

Tableau N°II.12: Répartition des débits horaires

horaire	Consommation total		Courbe de la consommation	
	$Q_{maxj} = 3095,045 m^3/j$		Cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	M^3/h
0--1	1,5	46,425675	1,5	46,425675
1--2	1,5	46,425675	3	92,85135
2--3	1,5	46,425675	4,5	139,27703
3--4	1,5	46,425675	6	185,7027
4--5	2,5	77,376125	8,5	263,07883
5--6	3,5	108,32658	12	371,4054
6--7	4,5	139,27703	16,5	510,68243
7--8	5,5	170,22748	22	680,9099
8--9	6,25	193,44031	28,25	874,35021
9--10	6,25	193,44031	34,5	1067,7905
10--11	6,25	193,44031	40,75	1261,2308
11--12	6,25	193,44031	47	1454,6712
12--13	5	154,75225	52	1609,4234
13--14	5	154,75225	57	1764,1757
14--15	5,5	170,22748	62,5	1934,4031
15--16	6	185,7027	68,5	2120,1058
16--17	6	185,7027	74,5	2305,8085
17--18	5,5	170,22748	80	2476,036
18--19	5	154,75225	85	2630,7883
19--20	4,5	139,27703	89,5	2770,0653
20--21	4	123,8018	93,5	2893,8671
21--22	3	92,85135	96,5	2986,7184
22--23	2	61,9009	98,5	3048,6193
23--24	1,5	46,425675	100	3095,045

D'après ce Tableau N°II.19 de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\min h} = 46,426 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 193,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

Nous pouvons donc tracer les graphes

Figure II-1 : Graphique de la consommation en eau de l'agglomération

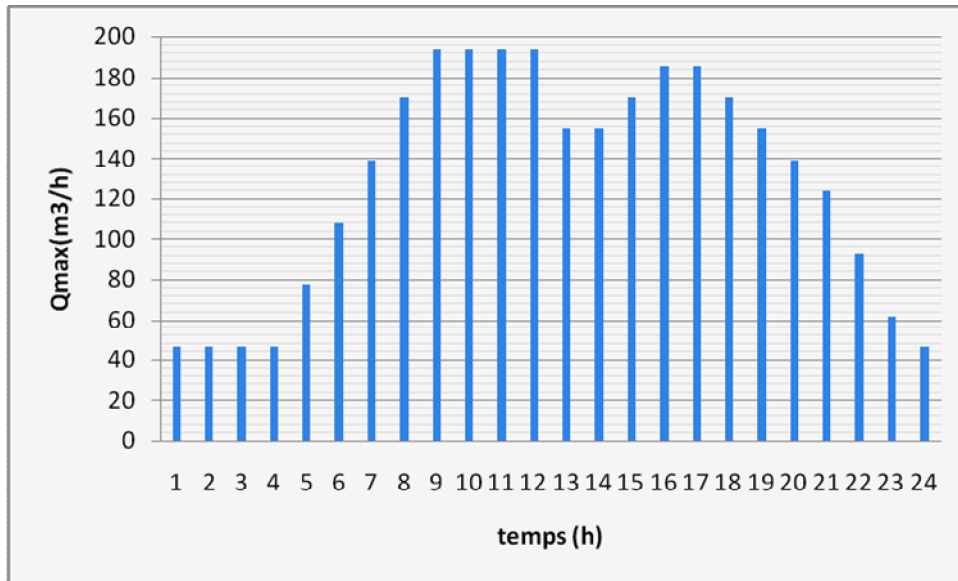
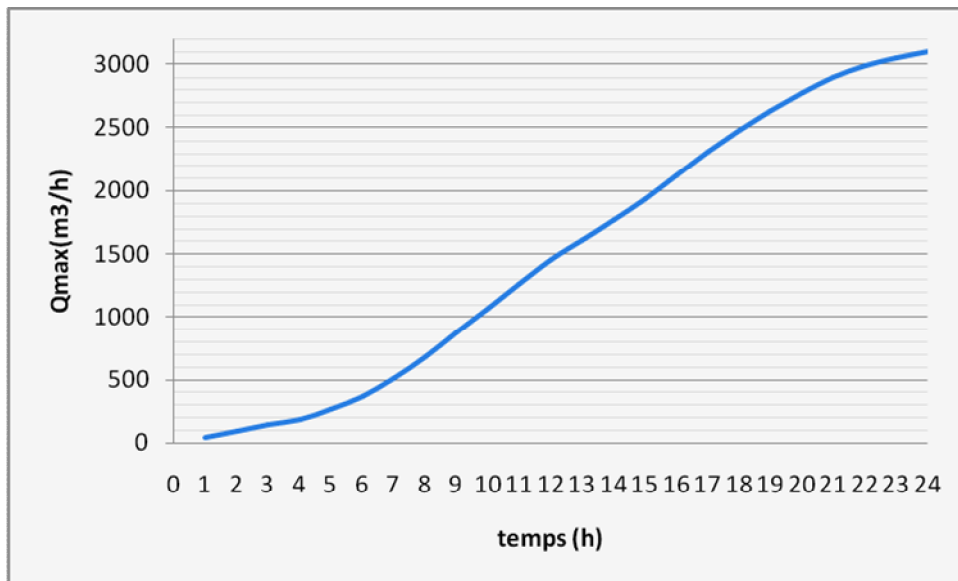


Figure II -2 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération



Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon les données de l'ADE.

Nous avons procédé à une évaluation détaillée des débits de consommation afin de pouvoir procéder à un dimensionnement rigoureux de notre réseau.

Introduction :

Un réservoir est une enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques), soit usée (eau d'égouts) parmi les liquides autres que l'eau, les plus courants sont : le lait, les hydrocarbures, etc.

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

Mais notre projet, nous allons utiliser les réservoirs existants qui sont implantés à une cote différente et trop pleins ayant chacun une capacité différente.

III.1. Rôle des réservoirs**❖ 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 des points très éloignés. [2]

❖ 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.

❖ Stockage de 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. [2]

III.2.Emplacement des réservoirs

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire 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.

- l'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression. [1]

III.3. Type du réservoir

- C'est un réservoir sur sol ;
- Construit en béton armé ;
- Forme rectangulaire ;
- Fonction stockage et alimentation ;

Ces réservoirs reçoivent l'eau à partir de l'adduction.

III.4. Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière 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 en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. [1]

III.5. 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. [1]

III.6. Calcul de la capacité de réservoir R1 :

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120 m³ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max j}$$

P% : représente le maximum des restes de Q_{maxj}.

Tableau N°III.1 : Calcul de la capacité de réservoir R1 :

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	1,5		1,5	8,5
1_2	0	1,5		1,5	7
2_3	0	1,5		1,5	5,5
3_4	0	1,5		1,5	4
4_5	5	2,5	2,5		6,5
5_6	5	3,5	1,5		8
6_7	5	4,5	0,5		8,5
7_8	5	5,5		0,5	8
8_9	5	6,25		1,25	6,75
9_10	5	6,25		1,25	5,5
10_11	5	6,25		1,25	4,25
11_12	5	6,25		1,25	3
12_13	5	5	0	0	3
13_14	5	5	0	0	3
14_15	5	5,5		0,5	2,5
15_16	5	6		1	1,5
16_17	5	6		1	0,5
17_18	5	5,5		0,5	0,000
18_19	5	5	0	0	0
19_20	5	4,5	0,5		0,5
20_21	5	4	1		1,5
21-22	5	3	2		3,5
22-23	5	2	3		6,5
23-24	5	1,5	3,5		10
total	100	100,000			

D'où le volume utile sera :

$$V_{cal} = \frac{10 * 3095,045}{100} = 309,505 m^3$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à $120 m^3$

Donc

$$V_t = 309,505 + 120 = 429,505 m^3$$

$$V_t = 450 m^3$$

Remarque :

La capacité de réservoir R1(en construction) est de $500 m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $450 m^3$.on conclue que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération. Par conséquent, aucun autre réservoir ne sera projeté.

III.7.Equipements hydrauliques du réservoir

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leurs permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution. [2]

III.7.1.Conduite d'arrivée

C'est la conduite provenant de la source gravitairement ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir.

Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en surverse ;
- arrivée par le fond ou par le bas ;
- arrivée par le haut où la conduite est noyée ;

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau. [1]

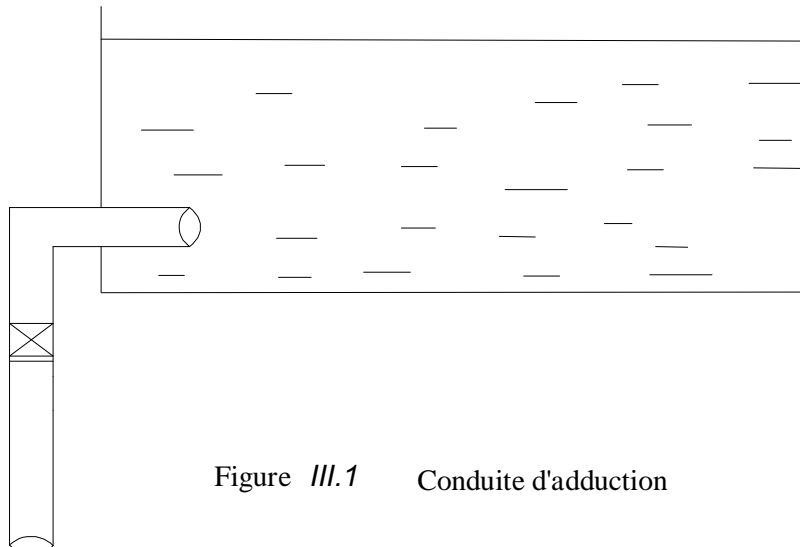


Figure III.1 Conduite d'adduction

III.7.2. Conduite de départ ou de distribution.

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [1]

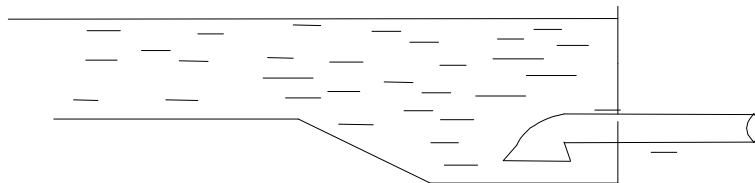


Figure III .2. Conduite de départ

III.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès de 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 étranger. [1]

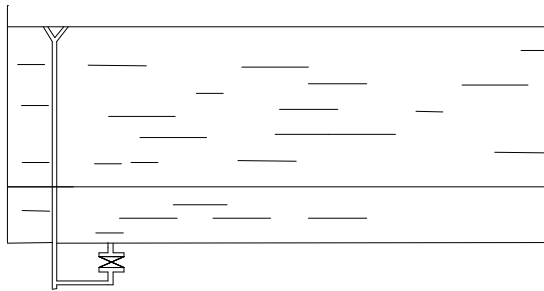


Figure III.3: Conduite de trop plein

III.7.4. 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. [2]

III.7.5. 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'une incendie à forte charge. [2]

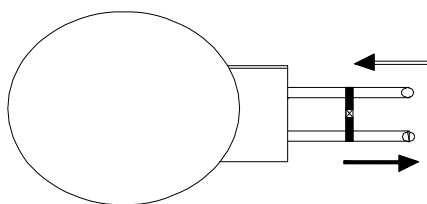


Figure III.4: conduite By-pass

III.7.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie

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

Nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie dans les deux réservoirs jumelés.

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

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

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

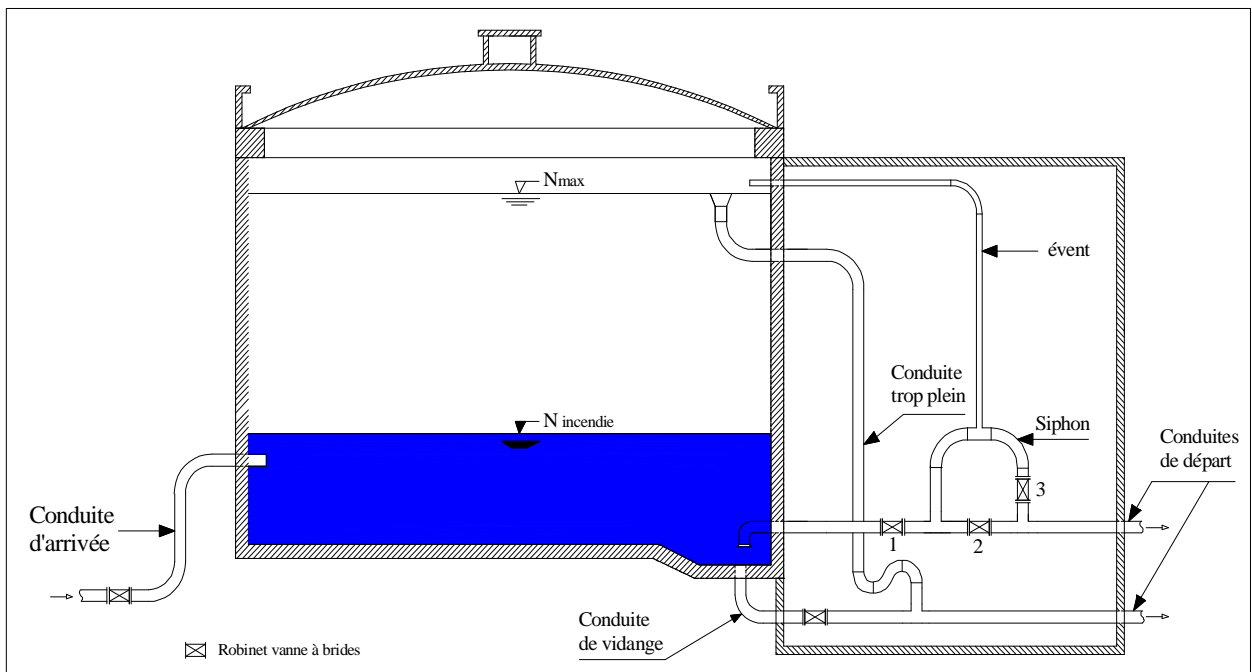


Figure III-5 équipement de réservoir

Conclusion.

La détermination de la capacité du réservoir nous a permis de savoir s'il y a intérêt à projeter un réservoir, mais après la vérification du volume nous avons calculé que la commune DØAOMAR ne nécessite pas la projection d'un autre réservoir.

Par suite et à partir de ces résultats nous pouvons procéder au dimensionnement du réseau de distribution.

Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins (domestiques, d'arrosage, industriels ou agricoles etc.í).

IV.1. Les différents types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé. [1]

IV.1.1. Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent.

C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau.

IV.1.2. Le Réseau étage :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

IV.1.3. Le réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. [1]

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associés à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

NB : Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé car c'est un réseau qui présente les avantages suivants :

- une alimentation de retour
- isolation du tronçon en cas d'une panne par un simple manœuvre robinetterie.

IV.2. Conception d'un réseau.

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis.

IV.3. Principe du tracé du réseau maillé :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- 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, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles). [1]

IV.4. Calcul hydraulique du réseau maille :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

IV.4.1.détermination des débits :

a. Le débit route :

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

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

b.Le débit spécifique

Le débit spécifique est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

c.Le débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5\sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \text{ Avec}$$

$Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud.

NB : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

IV.4.2.Calcul des débits

a. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 9heures et 10 heures.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 193,43 \text{ m}^3/h = 53,73 \text{ l/s et } Q_{conc} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

Donc $Q_{route} = Q_{cons} = 53,73 \text{ l/s}$

$\Sigma Li = 9590,09 \text{ m}$; donc : $Q_{spc} = 53,73 / 9590,09 = 0,0056 \text{ l/s/m}$

Finalement on a donc : $Q_{spc} = 0,0056 \text{ l/s/m}$

Tableau N°IV.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Heure de pointe (08 heures à 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	3,607
	Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)
	Q_{route} (l/s)	86,567
	ΣLi (m)	9590,09
	Q_{spc} (l/s/m)	0,0056

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus.

Tableau N°IV.2 : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

nœuds	tronçons	Longueurs	Q_{spc}	Q_{route}	$Q_{nœuds}$	
		(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	
1	1_2	107,02	0,0056	0,6	0,824	720
	1_3	187,2	0,0056	1,049		
2	2_1	107,02	0,0056	0,6	0,527	719
	2_4	81,2	0,0056	0,455		
3	3_1	187,2	0,0056	1,049	1,652	703
	3_4	198,9	0,0056	1,114		
	3_6	203,49	0,0056	1,14		
4	4_3	198,9	0,0056	1,114	0,785	707
	4_2	81,2	0,0056	0,455		
5	5_32	217,83	0,0056	1,221	1,666	655
	5_8	129,1	0,0056	0,723		
	5_10	247,9	0,0056	1,389		
6	6_3	203,49	0,0056	1,14	1,624	673
	6_31	219,4	0,0056	1,229		
	6_7	156,72	0,0056	0,878		
7	7_6	156,72	0,0056	0,878	0,927	660
	7_31	174,26	0,0056	0,976		

Suite du Tableau N°IV.2 : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

8	8_32	297,63	0,0056	1,668	1,804	633
	8_5	129,1	0,0056	0,723		
	8_9	217,34	0,0056	1,218		
9	9_8	219,8	0,0056	1,232	1,016	650
	9_10	142,8	0,0056	0,8		
10	10_9	142,8	0,0056	0,8	1,566	650
	10_5	247,9	0,0056	1,389		
	10_11	168,4	0,0056	0,944		
11	11_10	168,4	0,0056	0,944	2,354	638
	11_12	155,88	0,0056	0,873		
	11_13	516,14	0,0056	2,892		
12	12_11	155,88	0,0056	0,873	2,759	604
	12_33	440,17	0,0056	2,466		
	12_13	388,8	0,0056	2,178		
31	31_6	219,4	0,0056	1,229	1,103	655
	31_7	174,26	0,0056	0,976		
32	32_8	297,63	0,0056	1,668	1,444	655
	32_5	217,83	0,0056	1,221		
33	33_12	440,17	0,0056	2,466	1,233	588
13	13_11	516,14	0,0056	2,892	2,535	600
	13_12	388,8	0,0056	2,178		
34	34_14	299,8	0,0056	1,68	1,018	590
	34_20	63,56	0,0056	0,356		
14	14_34	299,8	0,0056	1,68	2,083	570
	14_16	232	0,0056	1,3		
	14_15	211,72	0,0056	1,186		
15	15_14	211,72	0,0056	1,186	0,88	557
	15_16	102,4	0,0056	0,574		
16	16_14	232	0,0056	1,3	0,937	567
	16_15	102,4	0,0056	0,574		
17	17_19	186	0,0056	1,042	1,108	543
	17_18	209,6	0,0056	1,174		
18	18_17	209,6	0,0056	1,174	1,921	522
	18_21	312,42	0,0056	1,75		
	18_26	163,84	0,0056	0,918		

Suite du Tableau N°IV.2: Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

19	19_20	208,66	0,0056	1,169	1,52	555
	19_17	186	0,0056	1,042		
	19_21	147,8	0,0056	0,828		
20	20_19	208,66	0,0056	1,169	1,694	570
	20_22	332,45	0,0056	1,863		
	20_34	63,56	0,0056	0,356		
21	21_19	147,8	0,0056	0,828	2,307	547
	21_23	363,41	0,0056	2,036		
	21_18	312,42	0,0056	1,75		
22	22_24	207,4	0,0056	1,162	1,975	545
	22_23	165,3	0,0056	0,926		
	22_20	332,45	0,0056	1,863		
23	23_22	165,3	0,0056	0,926	3,363	535
	23_21	363,41	0,0056	2,036		
	23_25	396,11	0,0056	2,219		
	23_26	275,7	0,0056	1,545		
25	25_26	329,72	0,0056	1,847	2,033	530
	25_23	396,11	0,0056	2,219		
26	26_23	275,7	0,0056	1,545	2,155	518
	26_25	329,72	0,0056	1,847		
	26_18	163,84	0,0056	0,918		
27	27_28	103,95	0,0056	0,582	0,79	509
	27_29	177,98	0,0056	0,997		
28	28_27	103,95	0,0056	0,582		506
29	29_27	177,98	0,0056	0,997	0,291	508
	29_30	530,53	0,0056	2,973	1,985	
30	30_29	530,53	0,0056	2,973	2,378	505
	30_35	318,33	0,0056	1,784		
31	35_30	318,33	0,0056	1,784		501
24	24_22	207,4	0,0056	1,162	0,892	545

b.Cas de pointe + incendie : Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud n°17.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau N°V.3 : Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie:

nœuds	tronçons	Longueurs	Q _{spec}	Q _{route}	Q _{nœuds}	
		(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	
1	1_2	107,02	0,0056	0,6	0,824	720
	1_3	187,2	0,0056	1,049		
2	2_1	107,02	0,0056	0,6	0,527	719
	2_4	81,2	0,0056	0,455		
3	3_1	187,2	0,0056	1,049	1,652	703
	3_4	198,9	0,0056	1,114		
	3_6	203,49	0,0056	1,14		
4	4_3	198,9	0,0056	1,114	0,785	707
	4_2	81,2	0,0056	0,455		
5	5_32	217,83	0,0056	1,221	1,666	655
	5_8	129,1	0,0056	0,723		
	5_10	247,9	0,0056	1,389		
6	6_3	203,49	0,0056	1,14	1,624	673
	6_31	219,4	0,0056	1,229		
	6_7	156,72	0,0056	0,878		
7	7_6	156,72	0,0056	0,878	0,927	660
	7_31	174,26	0,0056	0,976		

Suite du Tableau N°V.3 : Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie:

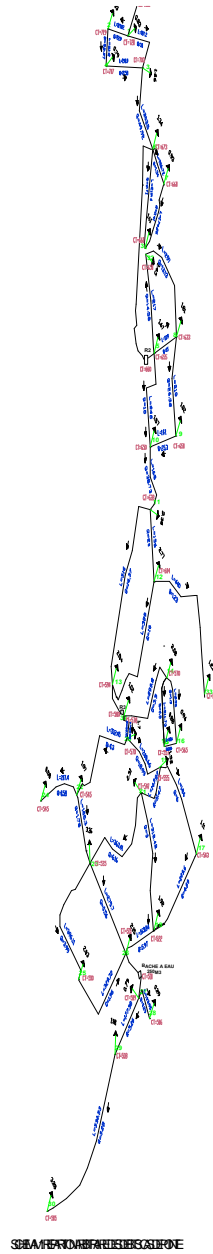
8	8_32	297,63	0,0056	1,668	1,804	633
	8_5	129,1	0,0056	0,723		
	8_9	217,34	0,0056	1,218		
9	9_8	219,8	0,0056	1,232	1,016	650
10	9_10	142,8	0,0056	0,8	1,566	650
	10_9	142,8	0,0056	0,8		
	10_5	247,9	0,0056	1,389		
11	10_11	168,4	0,0056	0,944	2,354	638
	11_10	168,4	0,0056	0,944		
	11_12	155,88	0,0056	0,873		
12	11_13	516,14	0,0056	2,892	2,759	604
	12_11	155,88	0,0056	0,873		
	12_33	440,17	0,0056	2,466		
31	12_13	388,8	0,0056	2,178	1,103	655
	31_6	219,4	0,0056	1,229		
32	31_7	174,26	0,0056	0,976	1,444	655
	32_8	297,63	0,0056	1,668		
33	32_5	217,83	0,0056	1,221	1,233	588
	33_12	440,17	0,0056	2,466		
13	32_8	297,63	0,0056	1,668	2,535	600
	33_12	440,17	0,0056	2,466		
34	13_11	516,14	0,0056	2,892	1,018	590
	13_12	388,8	0,0056	2,178		
14	34_14	299,8	0,0056	1,68	2,083	570
	34_20	63,56	0,0056	0,356		
	14_34	299,8	0,0056	1,68		
15	14_16	232	0,0056	1,3	0,88	557
	14_15	211,72	0,0056	1,186		
16	15_14	211,72	0,0056	1,186	0,937	567
	15_16	102,4	0,0056	0,574		
17	16_14	232	0,0056	1,3	18,108	543
	16_15	102,4	0,0056	0,574		
18	17_19	186	0,0056	1,042	1,921	522
	17_18	209,6	0,0056	1,174		
18	18_17	209,6	0,0056	1,174	1,921	522
	18_21	312,42	0,0056	1,75		
	18_26	163,84	0,0056	0,918		

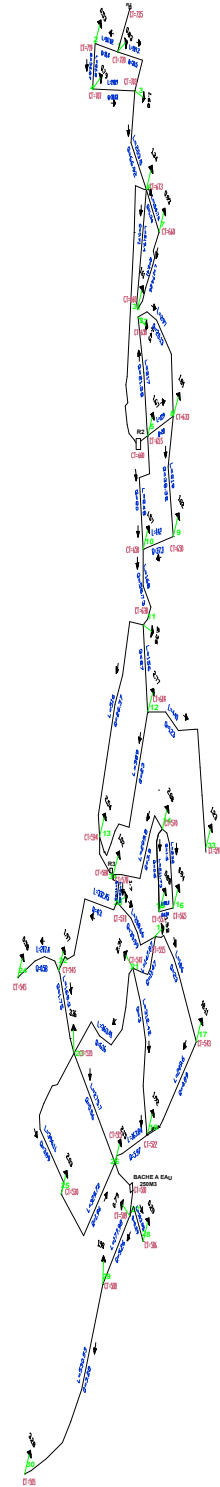
Suite du Tableau N°V.3 : Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie:

19	19_20	208,66	0,0056	1,169	1,52	555
	19_17	186	0,0056	1,042		
	19_21	147,8	0,0056	0,828		
20	20_19	208,66	0,0056	1,169	1,694	570
	20_22	332,45	0,0056	1,863		
	20_34	63,56	0,0056	0,356		
21	21_19	147,8	0,0056	0,828	2,307	547
	21_23	363,41	0,0056	2,036		
	21_18	312,42	0,0056	1,75		
22	22_24	207,4	0,0056	1,162	1,975	545
	22_23	165,3	0,0056	0,926		
	22_20	332,45	0,0056	1,863		
23	23_22	165,3	0,0056	0,926	3,363	535
	23_21	363,41	0,0056	2,036		
	23_25	396,11	0,0056	2,219		
	23-26	275,7	0,0056	1,545		
25	25_26	329,72	0,0056	1,847	2,033	530
	25_23	396,11	0,0056	2,219		
26	26_23	275,7	0,0056	1,545	2,155	518
	26_25	329,72	0,0056	1,847		
	26_18	163,84	0,0056	0,918		
27	27_28	103,95	0,0056	0,582	0,79	509
	27_29	177,98	0,0056	0,997		
28	28_27	103,95	0,0056	0,582		506
29	29_27	177,98	0,0056	0,997	0,291	508
	29_30	530,53	0,0056	2,973	1,985	
30	30_29	530,53	0,0056	2,973	2,378	505
	30_35	318,33	0,0056	1,784		
31	35_30	318,33	0,0056	1,784		501
24	24_22	207,4	0,0056	1,162	0,892	545

IV.4.3.répartitions arbitraire des débits

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la repartions arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.





SCHEMATA DI UN RETE DI DISTRIBUZIONE

IV.4.4.déterminations des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°1) et avec la formule

de la continuité nous déterminons la vitesse: $V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°IV.4 : Calcul des diamètres et des vitesses :

tronçons	Débit transité (l/s)	Diamètres (mm) EXT	Diamètres (mm) INT	Vitesses (m/s)
R1-N1	53,73	315	277,6	0,888
N1-N2	22,9	200	176,2	0,94
N1-N3	30	250	220,4	0,787
N4-N2	22,37	200	176,2	0,918
N4-N3	21,58	200	176,2	0,885
N3-N6	49,92	315	277,6	0,825
N6-N31	0,7	40	34	0,771
N6-N7	1,37	50	42,6	0,962
N7-N31	0,41	32	27,2	0,706
N32-N8	13,13	160	141	0,841
N32-N5	14,58	160	141	0,934
N5-N8	15	160	141	0,961
N5-N10	15	160	141	0,961
N9-N10	25,3	250	220,4	0,663
N8-N9	26,32	250	220,4	0,69
N10-N11	38,73	315	277,6	0,64
N11-N13	16,37	200	176,2	0,672
N11-N12	20	200	176,2	0,821
N13-N12	16	200	176,2	0,657
N12-N33	1,23	50	42,6	0,863
N34-N14	3,9	90	83	0,721
N20-N34	24,94	200	184,6	0,932
N14-N15	0,5	32	28	0,812
N14-N16	1,32	50	45,2	0,823
N15-N16	0,34	25	21	0,982
N20-N19	18,99	200	184,6	0,71
N20-N22	4,3	90	83	0,795
N17-N19	6	110	101,6	0,74

Suite du **Tableau N°IV.4 : Calcul des diamètres et des vitesses :**

tronçons	Débit transité (l/s)	Diamètres (mm) EXT	Diamètres (mm) INT	Vitesses (m/s)
N21-N19	11,47	160	147,6	0,671
N21-N18	3	75	67,8	0,831
N22-N23	1,75	63	57	0,686
N22-N24	0,58	32	28	0,942
N21-N23	1,6	50	45,2	0,998
N17-N18	4,89	90	83	0,904
N18-N26	5,97	110	101,6	0,737
N23-N25	3,99	90	83	0,738
N23-N26	0,56	32	28	0,91
N26-N25	1,96	63	57	0,768
N27-N28	0,29	25	21	0,838
N27-N29	5,26	90	83	0,973
N29-N30	3,28	75	67,8	0,909
N30-N31	0,9	32	28	1,462

IV.5. simulation par le logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. IL calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

Une modélisation hydraulique scrupuleuse 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 des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.

-Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).

-Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.

-Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses 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.

NB : pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Hazen-Williams avec une rugosité de 0.1.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, dans le tableau suivant:

Tableau N°IV.5 : Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

Tronçon	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
1 -2	107,2	176,2	0,1	15,05	0,62	2,26
2 -4	81,2	176,2	0,1	14,52	0,6	2,12
4 -3	198,9	176,2	0,1	13,73	0,56	1,91
1-3	187,9	220,4	0,1	37,85	0,99	4,22
3-6	203,49	277,6	0,1	49,92	0,82	2,24
6-7	156,72	42,6	0,1	1,19	0,83	23,65
5-8	129,1	141	0,1	-21,56	1,38	13,8
8-9	217,34	220,4	0,1	23,17	0,61	1,67
5-10	247,9	141	0,1	18,23	1,17	10
9-10	219,8	220,4	0,1	22,15	0,58	1,53
10-11	168,4	277,6	0,1	38,81	0,64	1,39
11-12	155,88	176,2	0,1	19,37	0,79	3,64
12-13	388,8	176,2	0,1	15,37	0,63	2,35
11-13	516,14	176,2	0,1	-17,08	0,7	2,87
14-15	211,72	28	0,1	0,58	0,94	51,59
15-16	102,4	21	0,1	-0,3	0,86	63,48
14-16	232	45,2	0,1	-1,24	0,77	19,06
20-19	208,66	184,6	0,1	18,57	0,69	2,66
19-17	186	101,6	0,1	9,43	1,16	14,93

Suite de Tableau N°IV.5 Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

Trançon	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
19-21	147,8	101,6	0,1	7,62	0,94	9,93
21-23	363,41	45,2	0,1	-0,98	0,61	12,34
17-18	209,6	83	0,1	8,32	1,54	32,85
18-26	163,84	101,6	0,1	10,73	1,32	19,1
21-18	312,42	67,8	0,1	4,33	1,2	26,23
23-26	275,7	28	0,1	0,39	0,64	24,8
23-25	396,11	28	0,1	0,4	0,65	25,53
25-26	329,72	57	0,1	-1,63	0,64	9,94
27-28	103,95	21	0,1	0,29	0,84	59,94
27-29	177,98	115,6	0,1	5,26	0,5	2,59
29-30	530,53	83	0,1	3,28	0,61	5,6
6-31	219,4	32	0,1	0,85	1,06	54,38
5-32	217,83	101,6	0,1	-4,87	0,6	4,26
R2-5	45,86	277,6	0,1	46,33	0,77	1,94
34-14	299,8	83	0,1	3,9	0,72	7,75
20-22	332,45	83	0,1	4,72	0,87	11,11
22-23	165,3	57	0,1	2,17	0,85	17,02
22-24	207,4	28	0,1	0,58	0,94	51,42
R3-34	51,04	230,8	0,1	29,91	0,71	2,14
34-20	63,56	184,6	0,1	24,99	0,93	4,68
B-27	102,06	277,6	0,1	37,87	0,63	1,33
8-32	48,55	101,6	0,1	6,34	0,78	7,01
7-31	141	83	0,1	3,42	0,63	6,05
12-33	174,26	21	0,1	0,26	0,74	47,19
30-35	440,17	42,6	0,1	1,23	0,86	25,37
19-21	102,06	200	0,1	15,86	0,5	1,33
21-23	318,33	45,2	0,1	-0,9	0,56	10,48

Tableau N°IV.6 : Résultat au niveau des nœuds

N° Noeud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	L/S	m	m
Noeud 1	720	0,83	736,86	16,86
Noeud 3	703	1,66	736,07	33,07
Noeud 2	719	0,53	736,62	17,62
Noeud 4	707	0,79	736,45	29,45
Noeud 6	673	47,88	723,61	50,61
Noeud 8	633	1,81	664,13	31,13
Noeud 5	655	1,67	665,91	10,91

Suite du Tableau N°IV.6 : Résultat au niveau des nœuds

N° Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 7	660	0,93	719,91	59,91
Noeud 10	650	1,57	663,43	13,43
Noeud 9	650	1,02	663,77	13,77
Noeud 11	638	2,36	663,2	25,2
Noeud 12	604	2,77	662,63	58,63
Noeud 13	600	32,45	661,71	61,71
Noeud 14	570	2,08	583,57	13,57
Noeud 16	565	0,94	579,15	14,15
Noeud 15	557	0,88	572,64	15,64
Noeud 20	570	1,7	585,59	15,59
Noeud 19	555	1,52	585,04	30,04
Noeud 17	543	1,11	582,26	39,26
Noeud 18	522	1,92	575,38	53,38
Noeud 21	547	2,31	583,57	36,57
Noeud 26	515	9,49	572,25	57,25
Noeud 23	535	2,36	579,08	44,08
Noeud 24	545	0,58	571,23	26,23
Noeud 25	530	2,03	568,97	38,97
Noeud 27	508	0,79	519,66	11,66
Noeud 28	504	0,29	513,43	9,43
Noeud 29	507	1,98	519,2	12,2
Noeud 30	505	2,38	516,23	11,23
Noeud 31	660	1,11	711,68	51,68
Noeud 32	650	1,45	664,98	14,98
Noeud 34	578	1,02	585,89	7,89
Noeud 22	545	1,97	581,9	36,9
Noeud 33	590	1,23	651,46	61,46
Noeud 35	501	0,9	512,89	11,89
Noeud 36	673	0	735,61	62,61
Bâche B	520	Sans Valeur	520
Réservoir R2	664	Sans Valeur	666
Réservoir R3	584	Sans Valeur	586
Réservoir R1	735	Sans Valeur	737

IV.6. dimensionnement de la conduite de distribution 6-R2 :

Nous avons choisi le PHED, comme matériau pour cette conduite d'adduction qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité ϵ .

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit journalier qui est de 0.04625m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 547m

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

$\beta = 1,77$ pour le régime turbulent rugueux.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

Tableau IV .7: Caractéristiques des différents matériaux

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Donc le diamètre est de :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{P6} - C_{R2})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 547 * (0.04625)^{1.77}}{(723,61 - 660)}} = 0,1312m$$

$$D_c = 131,2mm$$

$$D_\phi \text{ù} \quad D_n = 150mm$$

• Calcul de la vitesse :

$$\text{On a : } V = \frac{4 \cdot Q_c}{\pi \cdot D_{ec}^2}$$

$$\text{Avec } D=90\text{mm} \rightarrow V = \left[\frac{4 \cdot q}{3.14 \cdot D^2} \right] = \frac{4 \cdot 0,04625}{3.14 \cdot 0,15^2} = 2,62\text{m/s}$$

On remarque que la vitesse obtenue avec ce diamètre est très importante ; pour cela nous proposons d'augmenter la section pour réduire la vitesse d'écoulement.

On prend $D=200\text{mm}$

$$\text{Vérification de la vitesse : } V = \left[\frac{4 \cdot q}{3.14 \cdot D^2} \right] = \frac{4 \cdot 0,04625}{3.14 \cdot 0,2^2} = 1,47\text{m/s}$$

Donc pour ce diamètre la vitesse est vérifiée.

IV.7. dimensionnement de la conduite de distribution 13-R3 :

Nous avons choisi le PHED, comme matériau pour cette conduite d'adduction qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité ϵ .

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_r = \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit journalier qui est de $0.02983\text{m}^3/\text{s}$

L : longueur de la conduite qui est de $291,65\text{m}$

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

$\beta = 1,77$ pour le régime turbulent rugueux.

$m = 4,774$ coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

Donc le diamètre est de :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{(C_{P13} - C_{R3})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0,001052 \cdot 291,65 \cdot (0,02983)^{1.77}}{(650 - 580)}} = 0,08719\text{m}$$

$$D_c = 87,19\text{mm}$$

$$D_n = 90\text{mm}$$

• **Calcul de la vitesse :**

$$\text{On a : } V = \frac{4 \cdot Q_c}{\pi \cdot D_{ec}^2}$$

$$\text{Avec } D=90\text{mm} \rightarrow V = \left[\frac{4 \cdot q}{3.14 \cdot D^2} \right] = \frac{4 \cdot 0,02983}{3.14 \cdot 0,09^2} = 4,69\text{m/s}$$

On remarque que la vitesse obtenue avec ce diamètre est très importante ; pour cela nous proposons d'augmenter la section pour réduire la vitesse d'écoulement.

On prend $D=200\text{mm}$

$$\text{Vérification de la vitesse : } V = \left[\frac{4 \cdot q}{3.14 \cdot D^2} \right] = \frac{4 \cdot 0,02983}{3.14 \cdot 0,2^2} = 0,95\text{m/s}$$

Donc pour ce diamètre la vitesse est vérifiée.

IV.8. dimensionnement de la conduite de distribution 26-château :

Nous avons choisi le PHED, comme matériau pour cette conduite d'adduction qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité ϵ .

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_T = \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit journalier qui est de $0,00634\text{m}^3/\text{s}$

L : longueur de la conduite qui est de 83m

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

$\beta = 1,77$ pour le régime turbulent rugueux.

$m = 4,774$ coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

Donc le diamètre est de :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{(C_{P13} - C_{R3})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 83 * (0.00634)^{1.77}}{(572 - 520)}} = 0,040165\text{m}$$

$$D_c = 40,165\text{mm}$$

$$\text{D'où } D_n = 50\text{mm}$$

- **Calcul de la vitesse :**

$$\text{On a : } V = \frac{4.Q_c}{\pi.D_{ec}^2}$$

$$\text{Avec } D=90\text{mm} \rightarrow V = \left[\frac{4*q}{3.14*D^2} \right] = \frac{4*0,00634}{3.14*0,05^2} = 3,23\text{m/s}$$

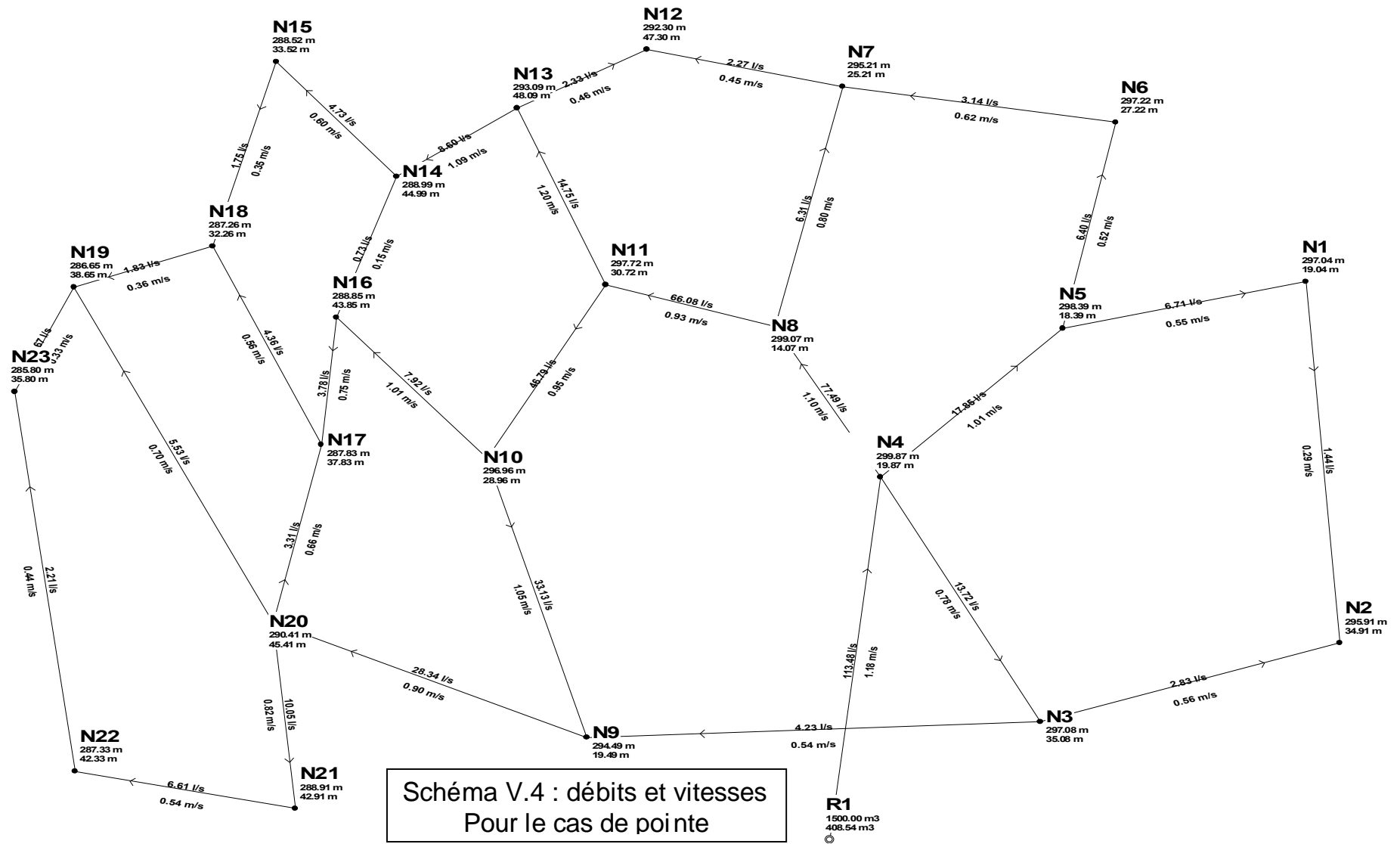
On remarque que la vitesse obtenue avec ce diamètre est très importante ; pour cela nous proposons d'augmenter la section pour réduire la vitesse d'écoulement.

On prend $D=80\text{mm}$

$$\text{Vérification de la vitesse : } V = \left[\frac{4*q}{3.14*D^2} \right] = \frac{4*0,02983}{3.14*0,08^2} = 1,26\text{m/s}$$

Donc pour ce diamètre la vitesse est vérifiée.

Schéma V.3 : longueurs et diamètres du réseau



IV.9.Équipement du réseau de distribution :**IV.9.1- Type de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 25mm et 315 mm.

IV.9.2- Appareils et accessoires du réseau :

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

IV.9.2.1- 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'eux.

Ils permettent aussi le réglage des 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).

IV.9.2.2- Bouches ou poteau d'incendie :

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

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

IV.9.2.3- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

IV.9.2.4- Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

IV.9.2.5- 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.

IV.9.2.6- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

IV.9.2.7- pièces spéciales de raccord :

- a) **les Tés** : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) **les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) **les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages. [1]
- f) **Les compteurs** :

Le réseau de distribution nécessite le placement 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.

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel EPANET.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 25 mm et 315 mm et les pressions varient entre 8 m et 60 m.

V.1- Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue de cheminer les eaux prélevées de la conduite du barrage, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

De part leur fonctionnement les adductions peut être classé selon leurs charges :

- Soit en adduction par refoulement.
- Soit en adduction gravitaire.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'un piquage où se fait le collecte de débits de 35.82 l/s, on refoule l'eau vers le réservoir R1 de capacité 500m³ qui a son tour fait la distribution vers le réseau et les autres réservoirs.

Mais pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

V.2- Choix du tracé (condition technique) :

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds, etc.). [3]

Dans notre cas le tracé des adductions a été étudié Sur une carte topographique à l'échelle 1/1500.

V.3- Choix du type de tuyaux :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier, qui sont plus économique que celle en fonte, vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adaptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

V. 4- Conditions économique :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes c'est à dire que :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

V.4.1- Calcul du diamètre économique « Dec »

Notre étude consiste à déterminer le diamètre économique à partir de la station de pompage de la conduite projetée au réservoir R1 (500 m³).

La distance entre la conduite et le réservoir R₁ est de 313 m.

La détermination de ce diamètre se fait par le calcul technico-économique suivant des différentes étapes et qui sont les suivantes :

Une première étape consiste à déterminer le diamètre de la conduite à l'aide d'une formule donnant le diamètre de l'économique.

Parmi celles, on prend celle de BONIN qui permet d'éviter les dépôts dans la canalisation avec les vitesses voisines de 1.27 m/s.

Donc on aura :

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

Avec : Q = (le débit transitant sur la conduite en m³/h)

D_{ec} = diamètre économique en (mm)

D'où : D_e = $\sqrt{0.043} = 207,36$ mm

V.4.2- Calcul technico-économique :

V.4.2.1- Les pertes de charges :

Le gradient de pertes de charge est déterminé à partir de la formule de DARCY-WEIBACH :

$$j = \frac{\lambda \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

Avec :

j : gradient des pertes de charge.

V : vitesse en (m/s)

G : accélération de la pesanteur g = 9.81 (m/s²)

D : diamètre en (m)

λ : coefficient de frottement donné.

Soit :

Par la formule de COLEBROOK ou par NIKURADZE.

En régime turbulent rugueux ($Re > 560 \frac{D}{\varepsilon}$), le coefficient de frottement est donné par la formule de NIKURADZE.

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

En régime transitoire ($10 \frac{D}{\varepsilon} \leq Re \leq 560 \frac{D}{\varepsilon}$)

Le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

ε : rugosité en (m) (pour l'acier on prend ε = 1mm)

Re : nombre de REYNOLDS.

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$$

Q débit véhiculé en (m³/s).

: viscosité cinématique de l'eau à 20°C

$$= 10^{-6} (\text{m}^2/\text{s}) [1]$$

- **les pertes de charge linéaires** : sont déterminé par la formule suivante :
 $\hat{e} H_l = j \cdot L$.
- **les pertes de charge singulières** : sont estimées à 15% de pertes charges linéaires

Donc :

$$\hat{e} H_s = 15\% \hat{e} H_l = 0.15 \hat{e} H_l = 0.15 j \cdot L$$

Donc :

$$\hat{e} H_T = \hat{e} H_l + \hat{e} H_s$$

Avec :

$\hat{e} H_T$: pertes de charges totales

$\hat{e} H_l$: pertes de charges linéaires

$\hat{e} H_s$: pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement

On à : L = 313.5 m

$$\text{Et : } \hat{e} H_T = \hat{e} H_l + 0.15 \hat{e} H_l = 1.15 \hat{e} H_l$$

$$\Delta H_T = 1.15 \cdot \frac{\lambda V^2}{2g \cdot D} \cdot L = 0.15 L \cdot \frac{\lambda \cdot V^2}{2g \cdot D}$$

D'où :

$$\Delta H_T = \frac{1.15 \cdot 313,5 \cdot 0.0308 \cdot (1,37)^2}{\pi \cdot 9.81 \cdot 0.2}$$

$$\hat{e} H_T = 3,38 \text{ m}$$

V.4.2.2- Détermination de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (H_T) et des pertes de charges à l'aspiration ($\hat{e} H_{asp}$)

H_g : égale à la différence de cote d'arrivée au réservoir et du cote d'aspiration.

$$H_g = C_{tp} - C_R + \hat{e} H_{asp}$$

C_{tp} : Cote de trop plein du réservoir R3 =738m.

C_R : Cote de radier de la station de pompage =690m.

Donc :

$$H_g = 738 - 690 + 0,5 = 48,5 \text{ m}$$

$$\boxed{H_g = 48,5 \text{ m}}$$

On a la relation suivante pour calculer H_{MT}

$$H_{MT} = H_g + \hat{e} H_t$$

D'où :

$$H_{MT} = 48,5 + 3,38 = 51,88 \text{ m}$$

$$H_{MT} = 51,88 \text{ m}$$

Le tableau suivant donne la hauteur manométrique totale

Tableau N° V.1 : Détermination de la hauteur manométrique

D (mm)	V (m/s)		$\hat{e} H_L$ (m)	$\hat{e} H_t$ (m)	H _g (m)	H _{M.T} (m)
200	1.37	0.0308	2.94	3.38	48,5	51.88
250	0.88	0.0288	0.91	1.044	48,5	49.54
300	0.61	0.0273	0.35	0.40	48,5	48.9

V.4.2.3 Puissance absorbé par la pompe :

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante

$$p = \frac{g \cdot QH_{mt}}{\eta} \text{ Kw}$$

Avec :

Q : débit de la pompe en (m³/s)=0,043 m³/s

: rendement de la pompe = 80%

V.4.2.4 Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P.T.365 \text{ (kw.h)}$$

Avec

E : énergie consommée exprimée en (kw)

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas on prend T = 20h)

P : puissance absorbée par la pompe en kw.

V.4.2.5- Les frais d'exploitation

$$F_e = E.e \quad (\text{DA})$$

V.4.2.6- Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

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

Avec i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement (n=30ans)

D'où

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

$$\mathbf{A = 0.09}$$

Le tableau suivant donne les frais d'exploitations :

Tableau N°V.2 : Détermination des frais d'exploitation :

D (mm)	H _{M.T} (m)	P (KW)	E (KW.h)	Prix d'exploitation (Da)
200	51.88	27.36	199728	599184.0
250	49.54	26.12	190676	572028.0
300	48.9	25.78	188194	564582.0

V.4.2.7- Frais d'amortissement :

$$F_a = L.pr.A \quad (\text{Da})$$

Avec :

L : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement (Da).

Le tableau suivant représente le calcul des frais d'amortissement :

Tableau N° V.3 : Détermination du montant d'amortissement :

D (mm)	P.U ((Da)	L (m)	Prix de la conduite (Da)	A	Montants d'amortissement (Da)
200	2712	313.5	850212	0.09	765190.8
250	2950	313.5	862125	0.09	775912.5
300	3340	313.5	1047090	0.09	942381.0

V.4.2.8- Le bilan (prix total) :

$$P_t = F_e + F_a \quad (\text{Da})$$

Le tableau suivant donne le bilan des frais :

Tableau V.4 : Détermination du prix total. (Bilan) :

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (Da)	Frais d'amortissement (Da)	Prix total (Da)
200	599184.0	765190.8	1364374.8
250	572028.0	775912.5	1347940.5
300	564582.0	942381.0	1506963.0

Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite d'adduction par refoulement est :

$$\text{Dec} = 250 \text{ mm.}$$

V.5. choix de type de pompe

On utilise le logiciel caprari pour dimensionner la station de pompage. Les données à introduire sont donnés dans le tableau N° V. 5 :

Tableau N° V. 5 : Caractéristiques de la station de pompage SP1 :

Stations	Côte	Côte	Diamètre	Longueur	Débit	HMT
	Départ (m)	d'arrivée (m)	Conduite mm	Conduite M	Nominal l/s	m
SP1	690	738	250	313.5	43	49,54

Par suite nous aboutissons au dimensionnement suivant des pompes :

V.5.1 Type de pompe:

MEC-AZ 2/80A

Pompe

- Centrifuge monocanal à axe horizontal
- Palier de base à roulements à bain d'huile
- Corps extérieur : en fonte
- Roue : en fonte
- Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

V.5.2 Données techniques / Caractéristiques

Q : 154,75 m³/h

H : 49,5 m

n. poles : 2

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P₂ : 30 kW

Tension : 400 V

Diamètre refoulement: DN8016 bar

Raccord d'aspiration : DN100 16 bar

V.5.3 Caractéristiques de la pompe d'après le logiciel « caprari » :

- Débit Q= 155m³/h
- Hauteur manométrique totale HMT=49,5m
- Le rendement $\eta = 79,8\%$.
- La puissance P=26,6 kW.
- NPSH_r=4, 73m.
- La vitesse de rotation N=2900 tr/min
- Type de la pompe : **MEC-AZ 2/80A**

Conclusion :

D'après le logiciel on a trouvé une seule pompe donc on installe une pompe Centrifuge monocanal à axe horizontal de type *MEC-AZ 2/80A* et une pompe de secours.

V.5.4 Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe sont données dans la figure V-1

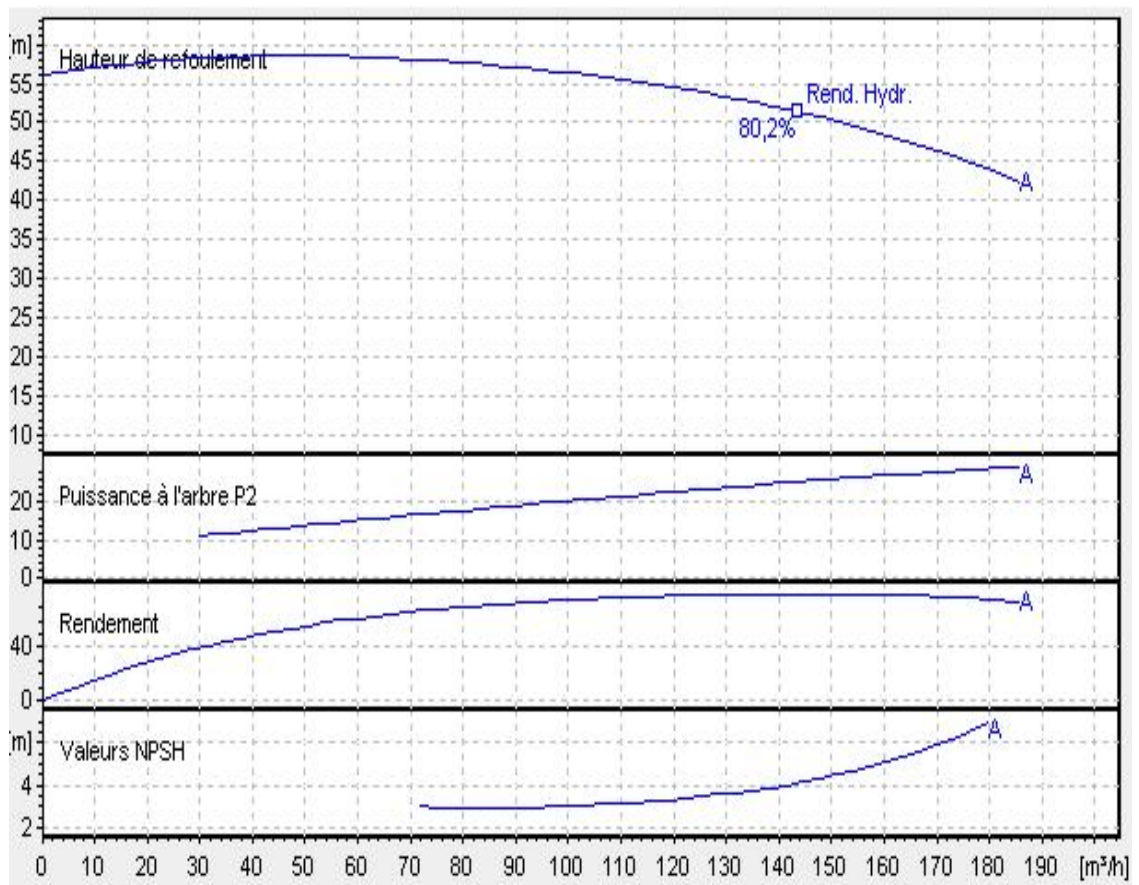


Figure V.1. Les courbes caractéristiques de la pompe

V. 6. Détermination du point de fonctionnement pour la station de pompage sp1

La détermination du point de fonctionnement de la pompe est reflétée par la figure V.2.

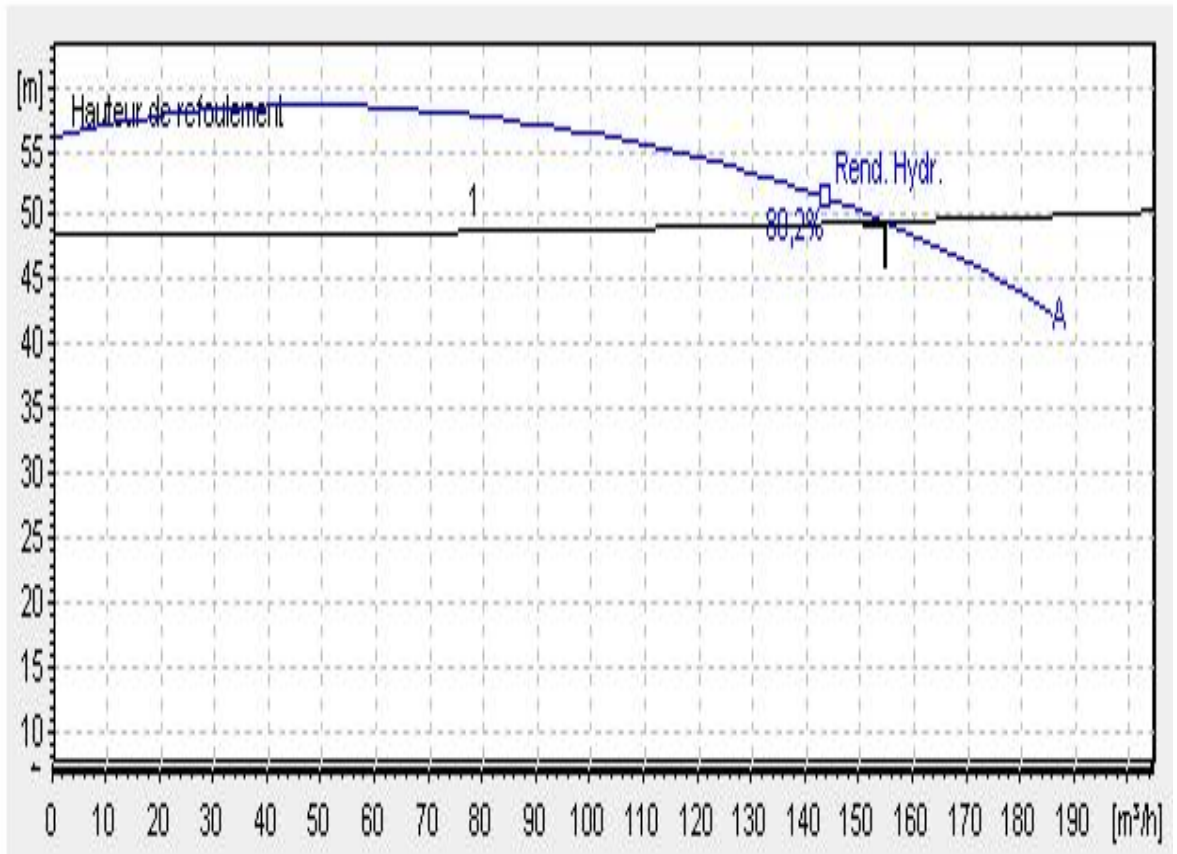


Figure V.2 .point de fonctionnement de la station SP1

Après qu'on a tracé les caractéristiques de la pompe SP1 on voit que le débit au point de fonctionnement est égal à celui demandé,

QB : débit de point de fonctionnement = $155 \text{ m}^3/\text{s}$

Qd : débit demandé = $155 \text{ m}^3/\text{s}$

QB = Qd

Par suite aucun mode de réglage ne sera utilisé.

V.7. Etude de la cavitation:

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de la tension du vapeur est atteinte.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense de gaz ou de vapeur dans le liquide en écoulement dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs violents accompagnés des dimensions brutales de la hauteur crée et du rendement, pour éviter tous risques de la cavitation, la condition suivante doit être respectée.

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$(NPSH)_d$: charge net d'aspiration disponible (Net Positive Section Head).

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_{asp} + J_{asp} + H_v) \quad (V-1)$$

$\frac{P_0}{\rho g}$: Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration (m) ;

H_{asp} : Hauteur d'aspiration (m) ;

J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

H_v : tension de vapeur (m).

Dans le $(NPSH)_d$ s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

$(NPSH)_r$: charge absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

Le $(NPSH)_r$ est une courbe expérimentale donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît que lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de la zone d'intersection des courbes $(NPSH)_r$ et $(NPSH)_d$

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{aps} = 2,5$ m

En pose : la perte de charge linière = 2m dans un 1Km donc :

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{2 * 2,5}{1000} = 0,005 \text{ m}$$

et :

$$\sum h_p^{sing} = 0,1 * \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,01 * 0,005 = 0,0005 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,005 + 0,0005 = 0,0055 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi . da^2} = \frac{4.0,043}{3,14.0,273^2} = 0,74 \text{ m / s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{(0,73)^2}{2.9,81} = 0,028 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,24 \text{ à } 20^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,24 - 0,0055 - 0,028 - 4,73 - 0,5 = 4,83 \text{ m}$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,24 - 0,0055 - 0,028 - 4,83 = 5,23 \text{ m}$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 5,23 \text{ m} > (NPSH)_r = 4,73$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

V.8. choix du moteur électrique:

le type de moteur que donne le logiciel « caprari » est montré dans la figure suivant :

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	55 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Figure V.3. Caractéristique de moteur

V.8.1.Dimension du moteur :

Les dimensions du moteur est données par le logiciel « caprari » sont représenté dans la figure V.4

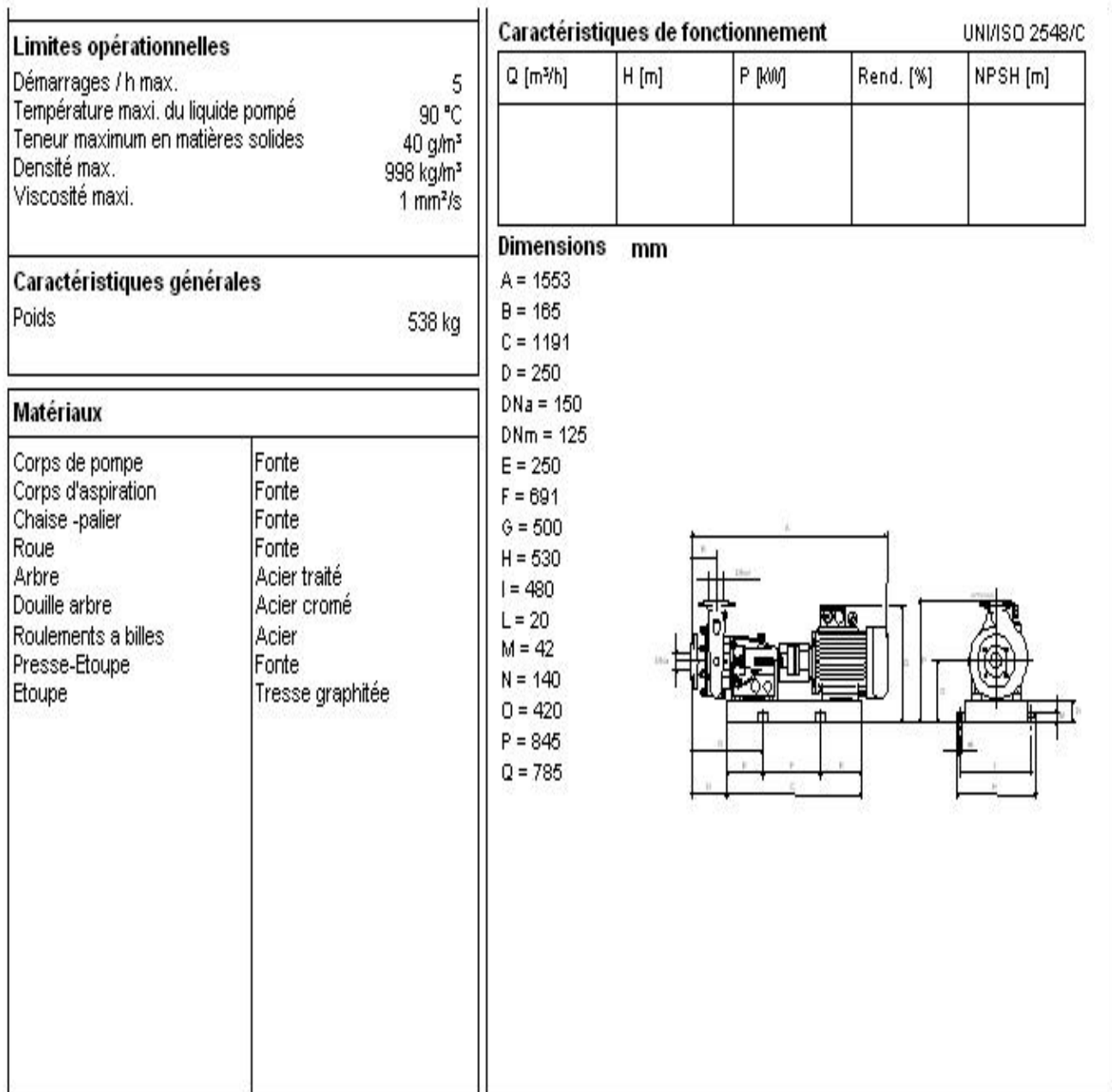


Figure V.4. Les dimensions du moteur

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude ; cette dernière est caractérisée par un tracé :

- Adduction par refoulement à partir du point de piquage A vers le réservoir R1.

On a déterminé le diamètre économique pour cette adduction.

À l'aide du logiciel « caprari » qui donne la pompe adéquate à cette adduction.

VI.1.Généralité :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans des conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement. Ce phénomène peut être provoqué par diverses causes à savoir :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne placée au bout d'une conduite.

Le coup de bélier est caractérisé par des surpressions et des dépressions dont leurs variations peuvent provoquer des dommages pour la conduite.

Compte tenu de ces facteurs il faut prévoir des appareils qui nous permettent d'atténuer la variation de ces pressions.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les réservoirs d'air et le chemin d'équilibre ;
- les soupapes de décharge ;
- les volants d'inertie.

VI.2.Interprétation physique du coup de bélier :

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire une adduction par refoulement de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse donnée.

Supposons qu'il se produit un arrêt brusque de la pompe ; cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

1^{ière} 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^{ième} phase

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total (2l/c) depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêter par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre temps.

3^{ème} phase

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimer, entraînant une dilatation de la conduite.

Au bout d'une nouvelle période (l/c) ce qui fait ($3l/c$) depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

4^{ème} phase

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale allant du réservoir vers la pompe. au bout d'un nouveau temps (l/c) ce qui fait ($4l/c$) depuis l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge

VI.3. Moyen de protection contre le coup de bélier

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air 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.

VI.4. Etude du coup de bélier :**a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression**

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max}.$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)

c : Célérité en [m/s].

H_g : la hauteur géométrique[m]

- b) **Détermination de la vitesse de la célérité**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}}$$

Avec :

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.07 \cdot 10^9$ à 20° c.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E : Coefficient de l'élasticité de la conduite ; $E = 1.2 \cdot 10^9$

D : diamètre de refoulement (250mm)

e : Epaisseur de la conduite (mm), on prend dans notre cas $e = 9,6 \text{ mm}$

$(K/\rho)^{1/2}$: Célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left(1 + \frac{kD}{Ee}\right)^{1/2}$: Contribution de l'élasticité de la conduite.

- c) **Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent :**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

Q :le débit refoulé et D : diamètre de refoulement

Voici tous les caractéristiques de la conduite de refoulement

- Longueur : $L = 313,5 \text{ m}$
- Diamètre : $D = 250 \text{ mm}$
- Hauteur géométrique : $H_g = 48,5 \text{ m}$
- Débit refoulé : $Q = 0,043 \text{ m}^3/\text{s}$

Application numérique :

Après calcul on trouve $c=212,31$ m/s et $V_0=0,88$ m/s

$$H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} = \frac{212,31 \cdot 0,88}{9,81} = \pm 19,05 \text{ m}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max} = 48,5 + 1,05 = 67,55 \text{ m} \quad H_s = 67,55 \text{ m}$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max} = 48,5 - 19,05 = 29,45 \text{ m} \quad H_d = 29,45 \text{ m}$$

Remarque :

Si la valeur de la dépression est inférieure à 1 bar il y aura un risque de cavitation, c'est à dire la formation d'une poche d'air, qui peut engendrer des conséquences fatales.

Ce n'est pas le cas dans notre étude, la valeur de la dépression est bien supérieure à 1 bar.

VI.5. Réservoir d'air :

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi la tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA et permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (4) fois plus grande au retour qu'à l'aller.

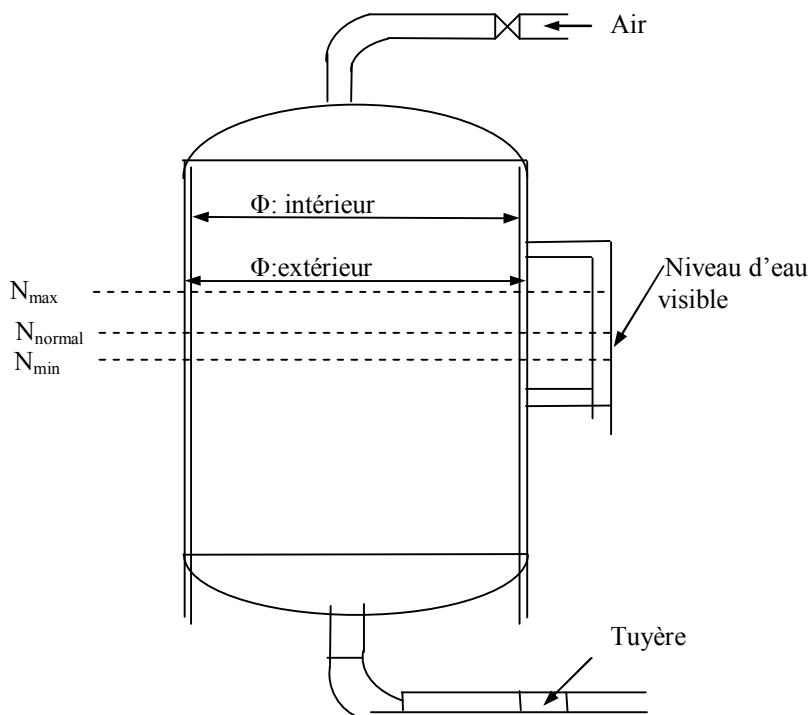


Figure .VI.1: Réservoir d'air

VI.5.1. Dimensionnement du réservoir d'air :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

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

Comme on a calculé la vitesse de la célérité : $c=212,31$ m/s, nous devons l'augmenter de 5% car c'est un matériau en (PEHD) donc la nouvelle célérité sera donc : $c=222,93$ m/s

Et la charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{c.V_0}{g} = 48,5 + 20 = 68,5 \text{ m}$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 68,5 + 10 = 70,5 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 58,5 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0,88^2}{9,81 * 2} = 0,04 \text{ m}$$

D'où : $h_0/Z_0 = 0,04/58,5 = 6,8 * 10^{-4}$

$$Z_{\max}/Z_0 = 68,5/58,5 = 1,17$$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{\max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe N°2)

$$\text{Donc } U_0/L.S = 6 * 10^{-2}$$

$$Z_{\min}/Z_0 = 0,86$$

Application :

$$U_0 = 4,5 * 10^{-3} * L * S = 6 * 10^{-2} * 313,5 * (0,043/0,88) = 0,92 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 920 \text{ litres d'air.}$$

$$U_0 . Z_0 = U_{\max} . Z_{\min}$$

$$U_{\max} = U_0 * (Z_0/Z_{\min}) = 920 * 1,16 = 1069,77 \text{ litres}$$

$$U_{\max} = 1069,77 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons $U_{\max} = 1100$ litres d'air

Conclusion:

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est à dire :

Tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier.

Introduction :

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.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

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

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

a) Matérialisation :

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

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.2.Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un anglodozer.

VII.2.2.Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

-Pour protéger la canalisation contre le gel.

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

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

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

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

VII.2.2.1. La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

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

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).

VII.2.2.2. Largeur de la tranchée :

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

$b = D + 0,6$ m.

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VII.2.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

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



Figure VII.1 : Pelle mécanique

VII.2.3.1. Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

VII.2.3.2. Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

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

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

Tableau N° VII.1: Calcul du volume à excaver

D(mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m2)	v(m3)
25	102,4	0,68	1,23	0,84	85,65
32	980,01	0,7	1,25	0,88	857,51
40	219,4	0,725	1,275	0,92	202,81
50	1192,3	0,75	1,3	0,98	1162,49
63	495,02	0,775	1,325	1,03	508,32
75	925,95	0,8	1,35	1,08	1000,03
90	1415,9	0,85	1,4	1,19	1684,97
110	349,84	0,875	1,425	1,25	436,21
160	1331,9	0,95	1,5	1,43	1897,97
200	2267,2	0,975	1,525	1,49	3370,98
250	549,8	1	1,55	1,55	852,19
315	468,89	1,05	1,6	1,68	787,74
volume total					12846,86

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **12846,86 m³**.

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

Tableau N° VII .2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	0-10000	×10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³ et inférieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0,65 m³.

VII.2.3.3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

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

Avec : q : capacité du gobet 0,65 m³.

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

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

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

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

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

$T_c = 20$ s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,65 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 62,40 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 500 \text{ m}^3/\text{j}$.

VII.2.3.4. La durée d'excavation :

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

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

V : volume du sol excavé (m^3) et R_p : capacité du godet en jour (m^3/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{12846,86}{500} = 26 \text{ jours}$$

VII.2.3.5. Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotés de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable, ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VII.3. Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

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

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.5. Remblaiement de la tranchée :

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

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

X.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 :

VIII.1.1.Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.1.2.Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posé lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VIII.2. Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [4]

VIII.3. Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller. [4]

VIII.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**VIII.4.1. Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.) [4]

VIII.4.2. Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs travaillant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VIII.4.3. Protection collective :

VIII.4.3.1. Equipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VIII.4.3.2. Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII.4.3.3. Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale :

Les ressources mobilisables d'AOMAR restent supérieures à la demande, mais le citoyen souffre toujours du déficit d'eau.

Ce problème de manque d'eau dans cette ville à cause de dysfonctionnement de la station de pompage de BOULARBEH, et de manque de la ressource, donc le problème réside dans ressource.

A cela s'ajoute la dégradation du réseau de distribution due à sa vieillesse.

Pour lutter contre ce problème nous avons prévu de changer la ressource souterrain par source du barrage de « kodiata tesserdoune » et un nouveau réseau de distributions de type mixte et en changer le type de matériau pour toutes les conduites (PEHD). Ce réseau peut répondre aux besoins de la population, au moins jusqu'à l'année 2029.

Concernant la conduites de refoulement, on a fait un étude consiste à déterminer le diamètre optimal de l'adduction, en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Les trois réservoirs et le château d'eau d'AOMAR sont en bon état du coté génie civil et peuvent servir aux besoins de la population jusqu'à l'an 2029 ou plus, l'entretien régulier et la protection des conduites et robinetteries et les murs par la peinture sont nécessaires.

Les recommandations sont nécessaires pour une vie à long terme dans le system d'AEP de cette ville

Enfin, on espère que notre modeste travail pourra servir à l'élaboration d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable pour la ville d'AOMAR

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **M.C Salah Boualem**

Polycopie cours d'A.E.P 4^{eme} et 5^{eme} année :
E.N.S.H (1993)

[2] **Dupont :**

Hydraulique urbaine (Tome II)
Editions Eyrolles paris 1979

[3] **MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU :**

(Deuxième édition).

Tome1

[4] **VAMBARTSOUMAIAN**

Recommandations méthodologiques
(Deuxième édition).

- Documents de la D.H.W de BOUIRA et de l'A.P.C de KADIRIA.

Annexe n°01

TUBE PEHD EAU POTABLE (PN06):

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Épaisseur en MM	Diamètre Int en MM	Q en l/s pour	
					V=0,5 m/s	V= 1 m/s
11 002 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 002 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 002 0321	Tube PEHD	32	2.0	28	0.31	0.62
11 002 0401	Tube PEHD	40	2.0	36	0.51	1.02
11 002 0501	Tube PEHD	50	2.4	45.2	0.80	1.60
11 002 0631	Tube PEHD	63	3.0	57	1.28	2.55
11 002 0751	Tube PEHD	75	3.6	67.8	1.81	3.61
11 006 0901	Tube PEHD	90	3.5	83	2.71	5.41
11 006 1101	Tube PEHD	110	4.2	101.6	4.05	8.11
11 006 1251	Tube PEHD	125	4.8	115.4	5.23	10.46
11 006 1601	Tube PEHD	160	6.2	147.6	8.56	17.11
11 006 2001	Tube PEHD	200	7.7	184.6	13.38	26.76
11 006 2501	Tube PEHD	250	9.6	230.8	20.92	41.84
11 006 3151	Tube PEHD	315	12.1	290.8	33.21	66.42
11 006 4001	Tube PEHD	400	15.3	369.4	53.59	107.17
11 006 5001	Tube PEHD	500	19.1	461.8	83.75	167.49
11 002 6301	Tube PEHD	630	33.1	563.8	124.83	249.65

Source : STPM CHIALI

Annexe n°01

TUBE PEHD EAU POTABLE (PN10) :

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Épaisseur en MM	Diamètre Int en MM	Q en l/s pour	
					V=0,5 m/s	V= 1 m/s
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	27.2	0.29	0.58
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	34	0.45	0.91
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	42.6	0.71	1.43
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	53.6	1.13	2.26
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	63.8	1.60	3.20
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	79.2	2.46	4.93
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	96.8	3.68	7.36
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	110.2	4.77	9.54
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	141	7.81	15.61
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	176.2	12.19	24.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	220.4	19.08	38.15
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	277.6	30.26	60.52
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	352.6	48.82	97.65
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	440.6	76.23	152.47
11 003 6301	Tube PEHD	630	51.2	527.6	109.31	218.62

Source : STPM CHIALI

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

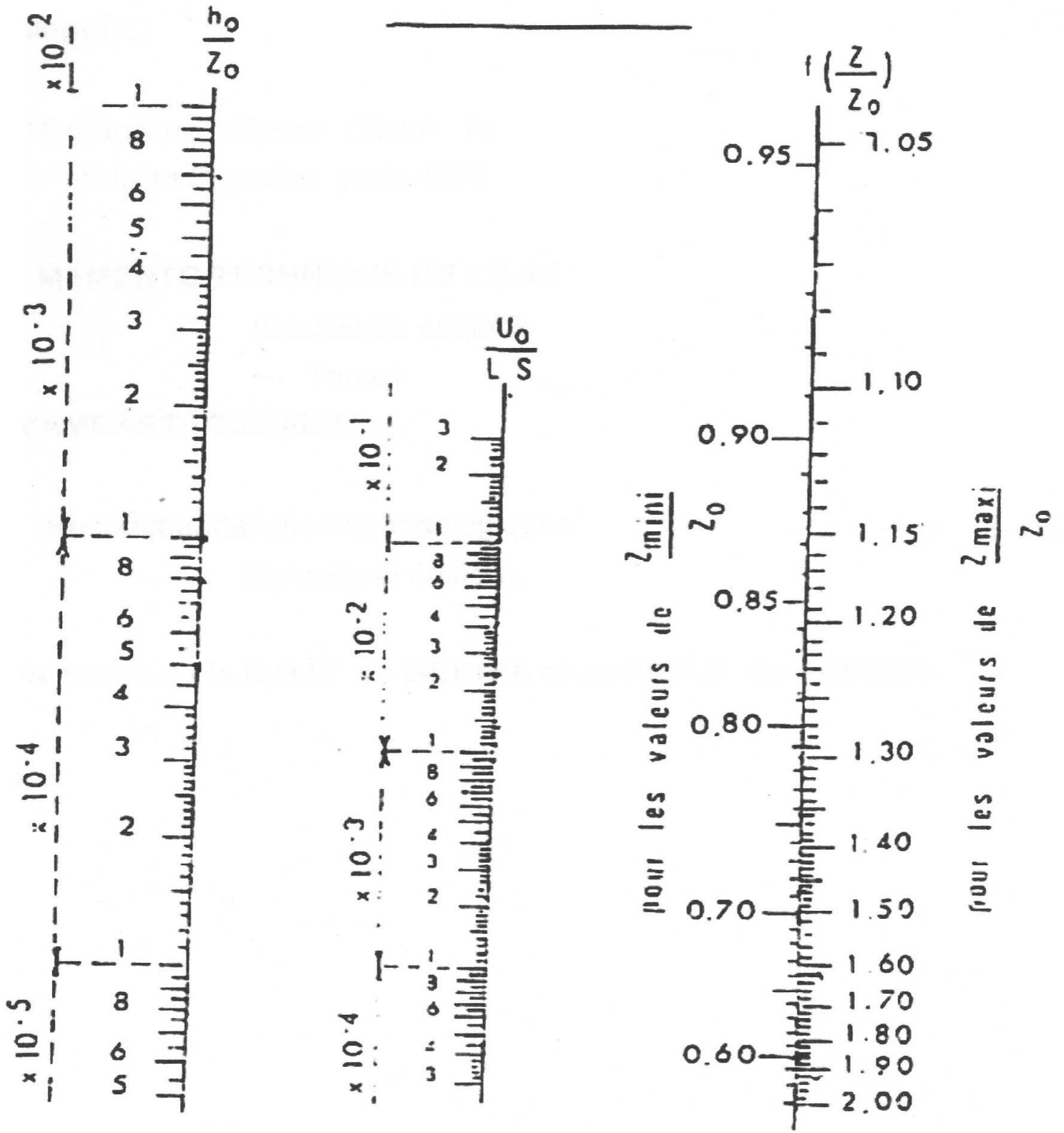


PLANCHE XXVII