

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouzellaguen
(w. Bejaia) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0015-12

APA Citation (APA توثيق):

**Redjdal, Juba Amazigh (2012). Etude d'alimentation en eau potable de la ville
d'Ouzellaguen (w. Bejaia)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مباحثات، 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 DE GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME:

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
VILLE D'OUZELLAGUEN (W.BEJAIA)**

Présenté par :

M^r REDJDAL Juba Amazigh

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

M^r : O.KHODJET-KESBA

M^r : Y.DERNOUNI

M^{me} : L.TAFAT

M^r : R.KERID

M^r : M.BELALI

M^{me} : F.DERNOUNI

M.C.A

M.A.A

M.A.A

M.A.B

M.A.B

M.A.A

Président

Examineur

Examinatrice

Examineur

Examineur

Promotrice

Septembre 2012

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Avant tout à mes chers parents Boussaad et tounou qui m'ont

Soutenus durant toutes ces années de formation.

Mon frère Mayas et Ma sœur Hiba

A ma grand mère yaya Nouara

Mon ami d'enfance Tamen

A tout mes oncles et leurs familles

A tout mes cousins et cousines

A mes amis de l'ENSH: Lyes et Idir, Youcef, Tarik

Walid, Moumous, Kamel, khaled, Moh, Mazigh et toute la famille de l'E.N.S.H.

Mes amis :Afnani, Mebrouk ,Yacine, Hmimi ,Soufiane ,Rafik ,Marzouk

En un mot à tous les gens qui ont contribué de près ou de loin a ma réussite.

J.REDJDAL

Remerciements

Mes vifs remerciements à madame F.DERNOUNI pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide

Je remercie Monsieur Z. Titouh pour son aide lors de la collecte des données

A tout le corps enseignants et le personnel de l'ENSH qui ont contribué de près où de loin à ma formation.

Aux membres de jury qui auront à juger et à apprécier ce travail.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants dès ma première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire

Enfin, Je tiens aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce mémoire

J.REDJDAL

ملخص

إن إعداد مذكرتنا هذه تهدف إلى دراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة أوزلاقن "ولاية بجاية" لإشباع الحاجيات الكمية والنوعية للمستهلك، طبقا لمخطط التنمية الوطنية، وهذا بدراسة أبعاد كل المنشآت الضرورية من المنبع إلى الحنفية لضمان التدفق الكافي بضغط مقبول اتجاه المستهلك.

RESUME

Nous élaborons ce mémoire :étude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouzellaguen « W.Bejaia » dans le but de satisfaire qualitativement et quantitativement les besoin en eau des consommateurs, conformément au plan du développement national et ceci en dimensionnant tout les ouvrage nécessaire de la source jusqu'au robinet, afin d'assurer un débit nécessaire et une pression acceptable au consommateur .

SUMMARY

We work in this dissertation under the title of: Study of the network of drinking water supply of the town of Ouzellaguen « .Bejaia », with an aim of satisfying quantitatively and qualitatively requirements out of water of the consumers, in accordance with the plan of the national development and this, by dimensioning all the works necessities, of the source to the tap, in order to ensure and a flow sufficient, a pressure acceptable for all the consumers.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la ville

Introduction.....	2
I.1 Situation Géographique	2
I.2 Situation Topographique	2
I.3-Situation géologique et hydrogéologique	3
I.4-Situation climatique	3
I.4.1-Climat	3
I.4.2-Pluviométrie	3
I.4.4-Vent.....	3
I.4.3-Température.....	3
I.5- Ressource en eau.....	3
I.6- Ouvrages de stockages.....	4
I.7- Etat actuel du réseau de distribution	4
Conclusion	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	6
II-1- Evolution de la population.....	6
II.2- Catégories des besoins.....	7
II.3-Estimation des besoins	7
II.3.1- Choix de la norme unitaire de consommation.....	7
II.3.2- Détermination de la consommation moyenne journalière	7
II.4-Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	7
II.4.1-Besoins domestiques.....	7
II.4.2-Besoins sanitaires.....	7
II.4.3-Besoins scolaires.....	8
II.4.4- Besoin industriels.....	8
II.4.5-Besoin commerciaux.....	8
II.4.6- Besoin socioculturels et sportif	9
II.4.7- Besoins Administratif.....	9
II.4.8- Equipements futur	9
II.5- Récapitulatifs de la consommation en eau moyenne totale.....	9
Conclusion.....	10

Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau

Introduction.....	11
III.1- Etude de la variation de la consommation.....	11
III.2- Variation des débits de consommation dans le temps	11
III.3- Coefficient d'irrégularité [3]	11
III.3.1- Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)	11
III.3.2- Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)	11
III.3.3- Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)	11
III.3.4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)	12

III.4-Détermination des débits journaliers	12
III.4.1-Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)	12
III.4.2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	13
III.5- Détermination des débits horaires	13
III.5.1- Débit moyen horaire	13
III.5.2- Détermination du débit maximum horaire.....	14
III.6-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	14
Conclusion.....	17

Chapitre IV : Les Réservoirs

Introduction	18
IV.1 -Fonctions générales des réservoirs.....	18
IV.1.1-Fonctions techniques des réservoirs.....	18
IV.1.2-Fonctions économiques des réservoirs.....	19
IV.2-Classification des réservoirs	19
IV.2.1-Classification selon le matériau de construction.....	19
IV.2.2-Classification selon la situation des lieux	19
IV.2.3-Classification selon l'usage.....	19
IV.2.4-Classification selon la forme géométrique	19
IV.3-Emplacement des réservoirs.....	19
IV.4- Matériaux utilisé dans la construction du réservoir.....	20
IV.5- Entretien des réservoirs	20
IV.6- Détermination de la capacité	20
IV.7- Construction des réservoirs.....	22
IV.8- Equipement hydrauliques des réservoirs.....	22
IV.8.1- Conduite d'arrivée	22
IV.8.2- Départ de la conduite de distribution.....	23
IV.8.3- Conduite du trop-plein	24
IV.8.4-Conduite de vidange	24
IV.8.5- Matérialisation de la réserve d'incendie.....	24
Conclusion.....	25
IV.9-L'étude génie civil du réservoir	25
IV.10-Diamètre de la cuve.....	25
IV.11-Paramètres du sol.....	26
IV.12-Caractéristique des matériaux.....	26
IV.12.1-Béton.....	26
IV.12.2-Aciers.....	26
IV.13-Calcul des éléments.....	26
IV.13.1-Etude de la coupole de couverture	26
IV.13.1.1-Poids propre de la coupole.....	27
IV.13.1.2-Poids du lanterneau	27
IV.13.1.3-Calcul des valeurs de N_s et N_θ	27
IV.13.1.4-Calcul du ferrailage de la coupole	28
IV.13.2-Etude de la ceinture	29
IV.13.2.1-Généralités.....	29
IV.13.2.2-Calcul du ferrailage	30

IV.13.3-Calculs des différentes charges existantes au niveau du réservoir.....	31
IV.13.3.1-Couverture.....	31
IV.13.3.2-Poids de la ceinture supérieure.....	31
IV.13.3.3-Poids du lanterneau.....	31
IV.13.3.4-Poids de l'acrotère.....	31
IV.13.3.5-Poids des voiles verticaux.....	31
IV.13.3.6-Poids du radier	32
IV.13.3.7-Poids de l'eau	32
IV.14-Calcul de la contrainte σ	32
Conclusion.....	32

Chapitre V : Réseau de distribution

Introduction.....	33
V.1- Les type de réseaux.....	33
V.1.1-Les réseaux maillés.....	33
V.1.2- Réseaux ramifié.....	33
V.1.3- Réseaux étagés.....	33
V.2- Conception d'un réseau.....	34
V.3 - Choix du type de matériaux.....	34
V.4- Calcul hydraulique du réseau.....	34
V.4.1- Calcul des débits.....	34
V.4.1.1- Calcul du débit en route	34
V.4.1.2-Débit spécifique	35
V.4.1.3-débits aux nœuds (nodaux.....	35
V.4.2- Détermination de diamètres du réseau	42
V.5- Calcul du réseau maillé par la méthode de	44
V.6- Calcul du réseau	44
V.6.1 - Calcul hydraulique	44
V.6.2- Calcul des pressions au sol.....	49
Conclusion	52

Chapitre VI : Adduction

Introduction.....	53
VI.1-Choix du tracé	53
VI.2-Choix des types de conduites.....	53
VI.3-Détermination des diamètres économiques	53
VI.4- Calcul des pertes de charge.....	54
VI.4.1- Pertes de charge linéaires.....	54
VI.4.2- Pertes de charge singulière.....	54
VI.4.3-Pertes de charge totale (ΔH_t)	55
VI.5-Calcul de la hauteur manométrique totale.....	55
VI.5.1- Puissance absorbée par la pompe.....	55
VI.5.2- Energie consommée par la pompe.....	55
VI.5.3- Frais d'exploitation.....	55
VI.5.4- Frais d'amortissement.....	55
VI.6- Calcul des diamètres économiques	56
VI.6.1-Adduction du forage W3-4ahrik vers A1.....	56

VI.6.2-Adduction du forage W3-4 vers A1.....	56
VI.6.3-Adduction de A1 vers F1.....	56
VI.6.4-Adduction du forage UVA bis Chikhoun vers F1.....	57
VI.6.5-Adduction de F1 vers le réservoir 1500m ³	57
VI.6.6-Adduction du réservoir 1500m ³ vers celui de 1000m ³	58
VI.6.7-Adduction du réservoir Didoune (SR1 200m ³)vers celui de Didoune (SR2 200m ³) par refoulement.	58
VI.7-Dimensionnement des conduites Gravitaires	59
VI.7.1-Adduction du réservoir 1000m ³ au point de piquage des 2 réservoirs.....	59
VI. 7.1.1-Calcul des pertes de charge.....	60
VI. 7.1.2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction	60
VI. 7.1.3-Détermination de la nouvelle charge au point de piquage.....	60
VI. 7.2-Adduction du point de piquage au réservoir Vourafaa(500m ³).....	60
VI. 7.2.1-Calcul des pertes de charge.....	60
VI. 7.2.2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction	60
VI. 7.3-Adduction du point de piquage au réservoir Sellouana(150m ³).....	61
VI.7.3.1-Calcul des pertes de charge.....	61
VI. 7.3.2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction	61
VI. 7.4-Adduction du réservoir 1000m ³ au réservoir Didoune (SR1=200m ³).....	62
VI. 7.4.1-Calcul des pertes de charge.....	62
VI. 7.4.2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction	62
VI .8-Choix des pompes	62
Conclusion	63

Chapitre VII : Pose de canalisation

Introduction.....	64
VII.1-Pose de canalisation.....	64
VII.1.1-Principe de pose de canalisation.....	64
VII.1.2-Exécution des travaux de pose des canalisations	64
VII.1.2.1-Excavation des tranchées	64
VII.1.2.2-Aménagement du lit de sable	65
VII.1.2.3-Mise en place de la canalisation.....	65
VII.1.2.4-Remblaiement de la tranchée	66
VII.2-Pose de canalisations dans un mauvais terrain	66
VII.2.1-Pose de canalisation en galerie.....	67
VII.2.2-Pose de canalisation en pente.....	68
VII .2.3-Cas d'amarrage et de butée d'un coude	68
VII.2.4-Traversée d'une rivière.....	69
VII.3-Accessoires.....	69
VII.3.1-Les robinets vannes.....	70
VII.3.1.1-Robinets vannes papillon	70
VII.3.1.2-Robinet vanne à opercule métallique	70
VII.3.2-Ventouses	71
VII.3.3-Robinets de vidange.....	71
VII.3.4-Clapet anti retour.....	71
VII.3.5-Conduite by-pass	72

VII.3.6-Les régulateurs de pression.....	72
VII.3.6.1-Régulateur de pression aval.....	72
VII.3.6.2-Régulateur de pression amont.....	72
VII.3.7 - Bouches ou poteau d'incendie.....	73
VII.3.8. Crépines.....	73
VII.4-Organes de raccordement	73
VII.4.1-Coudes.....	74
VII.4.2-Cônes	74
VII.4.3-Tés.....	74
VII.4.4-Joints de démontage.....	74
Conclusion.....	75
Conclusion générale.....	76

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation zone d'étude

Tableau N° I.1 : Températures mensuelles.....	3
Tableau N°I.2 : Vitesses du vent.....	3
Tableau N° I-3 : Caractéristiques des ressources.....	4
Tableau N° I-4 : Caractéristiques des forages.....	4
Tableau N° I-5 : Caractéristiques des réservoirs.....	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-1 : Evolution de la population pour différent horizon.....	6
Tableau II -2 Besoins domestiques	7
Tableau II -3 : Besoins sanitaire.....	7
Tableau II-4 : Détermination des besoins scolaires.....	8
Tableau II-5 : Détermination des besoins industriel.....	8
Tableau II-6 : Détermination des besoins commerciaux.....	8
Tableau II-7: Calcul des besoins socioculturels et sportifs.	9
Tableau II-8 : Détermination des besoins administratif.....	9
Tableau II-9: Détermination des besoins.....	9
Tableau II-10 : Récapitulatifs de la consommation de l'agglomération.....	10

Chapitre III : Caractéristique De La Consommation En Eau

Tableau N°III-1 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	12
Tableau N°III-2 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	12
Tableau N°III.3 : Calcul des consommations maximales journalières.	13
Tableau N°III-4: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants...	14
Tableau N° III-5 : Variation de la consommation par heures	15

Chapitre IV : Les Réservoirs

Tableau N-IV-1 : Réservoirs de la ville d'Ouzellaguen.....	18
Tableau N-IV-2 : Capacité du réservoir.....	21
Tableau N-IV-3: Les valeurs de N_{ϕ} et N_{θ}	28

Chapitre V : Réseau De Distribution

Tableau N°V-1 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe.....	35
Tableau N°V-2 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe+incendie.....	39
Tableau N °V-3 : Différent diamètres et débits.....	43
Tableau N°V-4 : Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon(Cas de pointe).....	45
Tableau N° V.5 Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon (Cas de pointe+incendie).....	47
Tableau N°V-6: Calcul des pressions au sol et cotes piézométrique des nœuds (Cas de pointe.....	50
Tableau N°V-7: Calcul des pressions au sol et cotes piézométrique des nœuds (Cas de pointe +incendie).....	51

Chapitre VI : Adduction

Tableau N°VI-1 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	56
--	----

Tableau N°VI-2 : Frais d'amortissement.....	56
Tableau VI-3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon.....	57
Tableau VI-4: Bilan du tronçon.....	57
Tableau N°VI-5 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	57
Tableau N°VI-6 : Frais d'amortissement.....	57
Tableau VI-7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon.....	58
Tableau VI-8: Bilan du tronçon.....	58
Tableau N°VI-9 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	58
Tableau N°VI-10 : Frais d'amortissement.....	59
Tableau VI-11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon.....	59
Tableau VI-12: Bilan du tronçon.....	59
Tableau VI-13: Caractéristique des pompes choisies.....	63

Chapitre VII : Pose De Canalisation

Tableau VII.1: Choix du coefficient du talus.....	65
---	----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation zone d'étude

Figure N I.1 : Situation géographique de la ville Ouzellaghen.....	2
--	---

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure n° II-1 : Evolution de la population pour différents horizons.....	6
---	---

Chapitre III : Caractéristique De La Consommation En Eau

Figure N° III-1 : Graphique de consommation en eau de L'agglomération.....	16
Figure N° III-2 : Graphique de consommation pour l'industrie.....	16
Figure N° III.3- Graphique de consommation totale.....	17
Figure N° III-4: Courbe intégrale de la consommation.....	17

Chapitre IV : Les Réservoirs

Figure N° IV-1: Conduite d'arrivée.....	23
Figure N° IV-2: Conduite de distribution.....	23
Figure N° IV-3: Réservoir.....	25
Figure N° IV-4 : Coupe transversale de la coupole.....	28
Figure N° IV-5 : Coupe de la coupole.....	28
Figure N° IV-6: Forme des aciers sur la coupole.....	29
Figure N° IV-7: Forme des forces sur la ceinture.....	29
Figure N° IV-8 : Forme des l'acier sur la ceinture.....	30
Figure N° IV-9 : Ceinture du réservoir.....	31
Figure N° IV-10 : Forme des voiles verticaux.....	31
Figure N° IV-11: Forme des voiles.....	32

Chapitre V : Réseau de distribution

Figure N° V-1: illustration de la loi des nœuds.....	44
--	----

Chapitre VII : Pose De Canalisation

Figure VII.1 : Pose de canalisation.....	66
Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	67
Figure VII.3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé.....	67
Figure VII.4 : Pose de canalisation en galerie.....	68
Figure VII.5: Pose de canalisation en pente.....	68
Figure VII.6: Traversée d'un Oued.....	69
Figure VII.7: Robinet vanne papillon.....	70
Figure VII.8: Robinet vanne à opercule.....	70
Figure VII-9: Ventouse à trois fonctions.....	71
Figure VII.10: Clapet anti retour.....	72
Figure VII.11: Régulateur de pression amont et aval.....	72
Figure VII.12: Poteau d'incendie.....	73
Figure VII.13 : Crépine.....	73
Figure VII.14: Pièces spéciales.....	74

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Plan de masse de la ville d'Ouzellaguen (W .BEJAIA)

Planche 2 : Accessoires des systèmes d'alimentation en eau potable

Planche 3 : Profil en long du réseau a partir du réservoir de 1000m³ vers le nœud 54

Planche 4 : Profil en long du réseau a partir du réservoir de 1500m³ vers le nœud 41

Planche 5 : Profil en long de l'adduction du forage W3-4 vers le réservoir 1500m³

INTRODUCTION
GENERALE

Introduction générale

Parce que l'eau est indispensable dans la vie de l'homme de son mode de vie et de son activité personne ne doit pas ignorer son rôle.

Actuellement l'évolution de la science a permis à l'homme de connaître des systèmes de captage complexes avec des degrés de potabilité meilleurs qui lui facilitent la gestion.

C'est pour cela que l'Algérie s'engage à trouver des remèdes et de préconiser des solutions cadrant avec de nouveaux systèmes de base sur la bonne politique de gestion.

La commune d'Ouzellaguen dans la wilaya de Bejaia souffre d'une très mauvaise distribution de l'eau, voir de sa pénurie ; suite à la vétusté de son système d'alimentation et à la détérioration de la majorité des conduites.

En effet tout le réseau est très ancien avec des tronçons dont on ignore même l'implantation

.Nous élaborons ce mémoire intitulé : Alimentation en eau potable de la ville dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement, les besoins en eau des consommateurs conformément au plan du développement national.

Dans notre étude, toutes les données du site doivent être traitées afin d'éviter toute erreur sur le dimensionnement du système d'alimentation de cette commune. Pour cela, et en premier lieu, une présentation globale du site: avant d'entamer le calcul hydraulique est nécessaire.

Par la suite, nous devons définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal de notre agglomération.
Pour finaliser le projet, une pose de canalisation sera proposée.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE

Introduction

Avant tout projet hydraulique, la présentation de la ville est une étape importante c’est pour cela quand commence par présenté notre zone d’étude.

I.1 Situation Géographique

La commune Ouzellaghen se situe à l’OUEST du chef-lieu de la wilaya de Bejaia à environ 55km de cette dernière. Elle est limitée géographiquement par les communes de:

- Chemini au Nord
- Seddouk à l’Est
- Akbou au Sud
- Benni Zekki à l’Ouest

I.2 Situation Topographique

La zone d’étude est sillonnée généralement par plusieurs talweg et des pentes de plus au moins forte. La superficie de la commune est de **61.4km²** et son altitude varie entre 150 a 500m.

Elle est connue pour son relief montagneux, accidenté dans sa partie haute, vaste et plate dans sa partie basse.

COMMUNES DE LA WILAYA DE BEJAIA (BGAYET)

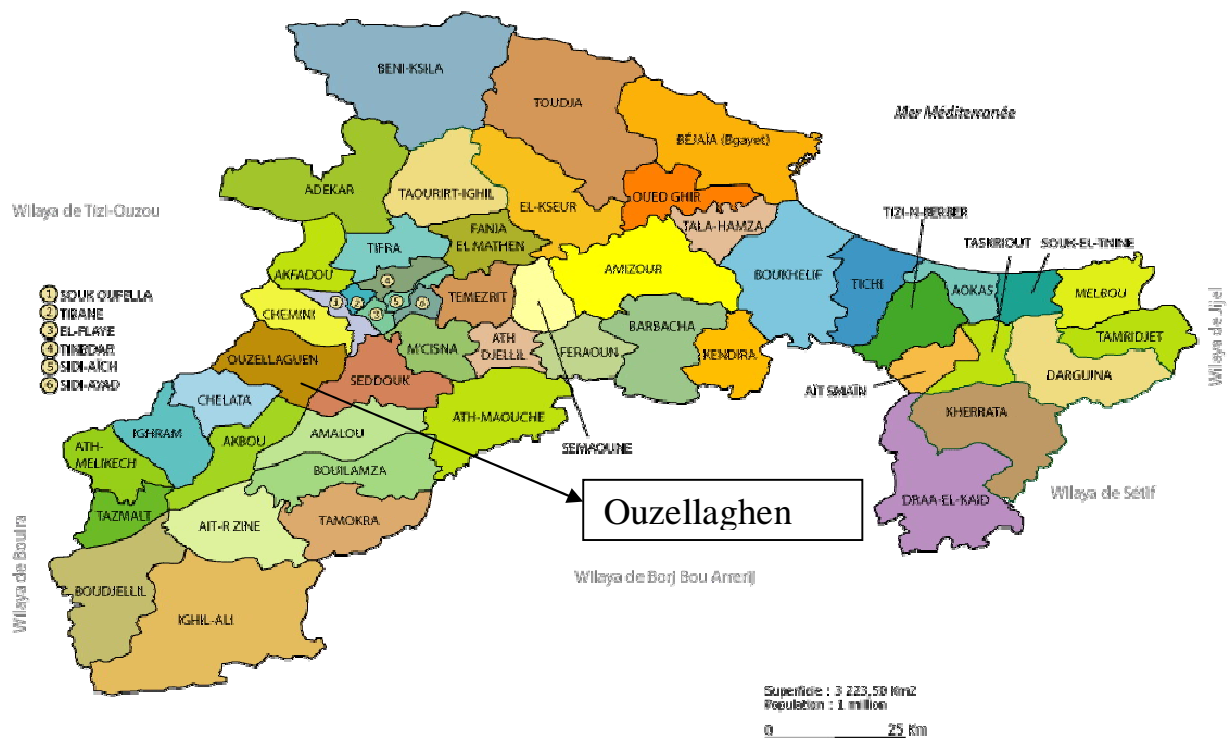


Figure N I.1 : Situation géographique de la ville Ouzellaghen

I.3-Situation géologique et hydrogéologique

Du point de vue géologique la commune d'Ouzellaghen s'abrite au pied de ses montagnes sur les rives de la Soummam qui a creusé profondément son lit et étalé ses méandres par apport d'alluvions qui ont contribué à la fertilité du sol. Ce dernier est constitué au nord par une formation a grés de marnes noirâtres et au sud par des dépôt plus vieux du crétacé inférieur, représentés par des marno-calcaires a conglomérats et de schiste noirs

I.4-Situation climatique

I.4.1-Climat

Les données climatiques ont été récoltées au sein de l'ONM et ANRH. La commune d'Ouzellaghen fait partie du bassin versant de la Soummam. Ce dernier est caractérisé par un climat méditerranéen.

I.4.2-Pluviométrie

La pluviométrie est moyenne. Elle varie de 500 à 700mm Source (ANRH)

I.4.3-Température

La température moyenne annuelle est égale à 16.9°C. Les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit : Juin, Juillet, Aout et Septembre durant lesquels les températures moyennes dépassent les 20°C. En hiver, les températures moyennes mensuelles ne descendent généralement pas en dessous de 10°

Tableau N° I.1 : Températures mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne	11	11.6	12.6	14.2	17.1	20.8	23.9	24.1	22.5	18.7	14.5	12.2

Source (ONM)

I.4.4-Vent

Les vitesses moyennes mensuelles du vent variant de 3.4 à 4.9m/s.

Tableau N°I.2 : Vitesses du vent

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne	4.7	4.3	3.9	3.5	3.6	3.5	3.6	3.4	3.5	4.1	4.5	4.9

Source (ONM)

I.5- Ressource en eau

La commune d'Ouzellaghen dispose de trois forages et d'une eau de source et du piquage du barrage de Tichi Haf.

Toutes les caractéristiques des ressources sont données dans les tableaux I.3 et I.4

Tableau N° I-3 : Caractéristiques des ressources superficielles

N°	Désignation de la ressource	Débit d'exploitation en l/s
1	Eau du barrage de Tichi Haf	107
2	Eau de source	12

Tableau N° I-4 : Caractéristiques des forages

Forages	Qmob (l/s)	Qexpl (l/s)	Calage GEP (m)	Année de mise en service	Profondeur de l'ouvrage de prélèvement (m)
W3-4 IGHZER AMOUKRANE ancien	20	6	49,1	1974	60
W3-4 IGHZER AMOUKRANE ahrik	12	10	69,5	2005	115
UVA Bis CHIKHOUNE	45	25	44	2008	68

I.6- Ouvrages de stockages

En matière de stockage la commune de d'Ouzellaghen possèdent sept réservoirs de caractéristiques données dans le tableau I.5:

Tableau N° I-5 : Caractéristiques des réservoirs.

Réservoir	Capacité(m ³)	Cote du terrain naturel (m)	Lieu d'implantation
R ₁	1000	346,2	Ouzellaguen
R ₂	1500	180,58	Ouzellaguen
2R ₃	150	229	Vourafaa
R ₄	200	269	Didoune
R ₅	200	396	Didoune
R ₆	150	194	Sellouana

I.7- Etat actuel du réseau de distribution

Actuellement le réseau de distribution de la ville d'Ouzellaghen est en mauvaise état. D'après le bureau d'études qui a procédé au diagnostic du réseau, les conduites sont vétustes et favorisent les pertes d'eau à cause des fuites importantes. Le mélange des eaux usées aux eaux potables a été observé aussi. Ce réseau est très hétérogène, car il est constitué de conduites en fonte, en acier et en PVC. Suite à toutes ces anomalies observées, la rénovation totale du réseau s'est avérée indispensable

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographique, géologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle. Ces données nous serviront pour procéder à l'étude de notre projet

CHAPITRE II
ESTIMATION DES BESOINS EN
EAU

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération se base sur une norme de consommation fixe pour chaque catégorie d'utilisateur de cette denrée rare. Cette dernière est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur. Cette estimation dépend de plusieurs facteurs comme l'évolution de la population et son niveau de vie.

II-1- Evolution de la population

En 2008 la population des communes d'Ouzellaguen été estimée à 20257 habitants. Les prévisions de calcul seront établies pour l'horizon 2038.

La population future sera estimée par application de la formule des intérêts composés :

$$P=P_0 (1+t)^n \tag{II-1}$$

Où: P : population future à l'horizon considéré

P0 : Population à l'année de référence 2008

t : taux d'accroissement annuel de la population en % t=2% (subdivision d'Akbou)

n : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

L'évolution de la population est illustrée par le tableau et la figure II-1

Tableau II-1 : Evolution de la population pour différent horizon.

Année	2008	2018	2028	2038
Population (hab)	20257	24693	30101	36693

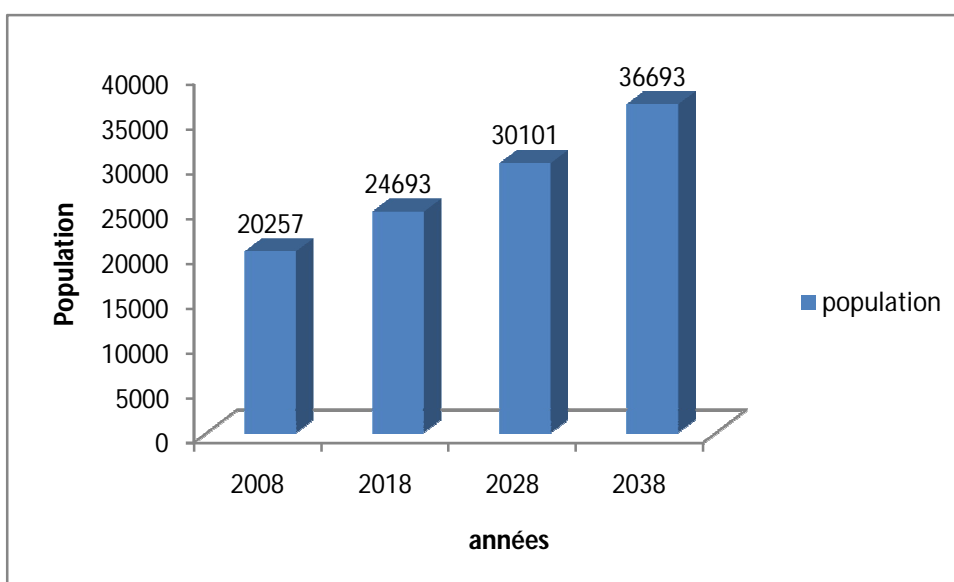


Figure n° II-1 : Evolution de la population pour différents horizons

II.2- Catégories des besoins

Avant tout projet d'alimentation en eau, il nous est nécessaire de procéder au recensement de tous les types de besoins de notre agglomération : domestiques, sanitaires, scolaires, industriel, socioculturels, sportifs, et publics.

II.3-Estimation des besoins

II.3.1- Choix de la norme unitaire de consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures. Elle permet l'évaluation de la consommation Moyenne journalière donnée en litre par jour.

II.3.2- Détermination de la consommation moyenne journalière

En fonction des normes de consommation, propres à une agglomération, le type et nombre de consommateur ; la consommation moyenne journalière est égale à :

$$Q_{moy,j}=(Q_i.N_i)/1000 \text{ [m}^3\text{/j]} \tag{II-2}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m³/j
- Q_i : norme moyenne de consommation. Dans le cadre de ce projet elle a été fixée par les services de l'hydraulique de la wilaya à 200 l/hab.j
- N_i : nombre de consommateurs.

II.4-Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation

II.4.1-Besoins domestiques

Les besoins domestiques sont résumés dans le tableau II-2.

Tableau II -2 Besoins domestiques :

Année	2008	2018	2028	2038
Population (hab)	20257	24693	30101	36693
dotation	200	200	200	200
$Q_{moy,j}(l/j)$	4051400	4938600	6020200	7338600
$Q_{moy,j}(m^3/j)$	4051,4	4938,6	6020,2	7338,6
$Q_{moy,j}(l/s)$	46,89	57,16	69,68	84,94

II.4.2-Besoins sanitaires

Le tableau II-3 détermine les besoins sanitaires.

Tableau II -3 : Besoins sanitaire.

Type d'équipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/lit)	$Q_{moy,j} (m^3/j)$
polyclinique	1	11 lit	200	2,2
				$\Sigma=2,2 m^3/j$

II.4.3-Besoins scolaires

Le tableau II-4 illustre les besoins en eau scolaire:

Tableau II-4 : Détermination des besoins scolaires.

Type d'équipement	Unité	Consommateur	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Ecoles primaires	7	1420	30	42,6
(CEM)	2	1250	30	37,5
lycée	1	1300	30	39
CFPA	1	325	30	9,75
				Σ=128,85 m ³ /j

II.4.4- Besoin industriels

Le tableau II-5 illustre les besoins en eau industriels.

Tableau II-5 : Détermination des besoins industriel.

type d'équipement	Unité	surface ou employés	dotation l/j/cons	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Usine ifri	1	950 employés	100	95
Huileries	3	25 employés	100	2,5
Biscuiterie star	1	10employés	90	0,9
Limonaderie Ait Brahim	1	115employés	90	10,35
Elevages (volaille)	28	56000poulets	0,1	5,6
				Σ= 114,35m ³ /j

II.4.5-Besoin commerciaux

Le tableau II-6 illustre les besoins en eau commerciaux.

Tableau II-6 : Détermination des besoins commerciaux.

type d'équipement	Unité	surface ou occupant	dotation l/j/cons	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Locaux à usage de commerce	100	19m ²	100	10
Grande surface (galerie)	1	500m ²	10	5
Station-service	2	60voit/j	300	18
Commerces (confondus)	113	25m ²	100	11,3
Industrie (petite fabrique)	10	140employé	50	7
Marché hebdomadaire	1	800m ²	5	4
				Σ= 55,3 m ³ /j

II.4.6- Besoin socioculturels et sportif

Le tableau II-7 résume les besoins socioculturel et sportif:

Tableau II-7: Calcul des besoins socioculturels et sportifs.

type d'équipement	Unité	surface ou occupant	dotation l/j/cons	Q _{moy,j} (m ³ /j)
mosquées	2	1650	10	16,5
maison de jeunes	1	60	5	0,3
complexe sportif	1	100	5	0,5
				Σ= 17,3m ³ /j

II.4.7- Besoins Administratif

Le tableau II-8 donne les besoins en eau administratifs.

Tableau II-8 : Détermination des besoins administratif.

type d'équipement	Unité	surface ou employé	Dotation (/j/employé)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
siège APC	1	192 employés	15	2,88
Siege de daïra	1	50 employés	15	0,75
Siege de la poste	1	8 employés	15	0,12
BADR banque	1	20 employés	15	0,3
Sureté de Daïra	1	100 employés	15	1,5
Service de la sécurité	1	10 employés	15	0,15
				Σ= 5,7m ³ /j

II.4.8- Equipements futur

Le tableau II-9 montre les besoins en eau des équipements futurs

Tableau II-9: Détermination des besoins.

type d'équipement	Nomination	Unité	surface ou occupant	dotation (l/j/cos)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
scolaire	crèche	1	764m ²	10	7,64
	Ecole primaire	1	250 élèves	30	7,5
Administration	Bloc administratif	1	15employ�s	15	0,225
Sportif et socioculturel	salle de sport 1000 places	1	1000 occupants	10	10
	stade communale	1	900m ²	3	2,7
	bibliothèque	1	852m ²	15	12,78
Gare ferroviaire	Gare ferroviaire	1	300m ²	10	3
					Σ=43,85m ³ /j

II.5- Récapitulatifs de la consommation en eau moyenne totale

Après l'étude détaillée des besoins, le tableau II-10r sume tous les calculs et nous donne le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon 2038.

Tableau II-10 : Récapitulatifs de la consommation de l'agglomération.

type d'équipement	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)
Année	2008	2038
Domestiques	4051,4	7338,6
Scolaires	128,85	143,99
Sanitaires	2,2	2,2
Administratifs	5,7	5,925
Commerciaux	55,3	55,3
Socioculturels et sportif	17,3	42,78
industriels	114,35	114,35
Gare ferroviaire	0	3
Total	4375,1	7706,145

Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit journalier de 7706,145m³/j sera consommé moyennement par la ville d'Ouzellaguen à l'horizon 2038.

CHAPITRE III
CARACTERISTIQUES DE LA
CONSOMMATION EN EAU

Introduction

Afin de bien dimensionner notre agglomération nous devons passer par l'étude de variation de consommation de notre zone.

III.1- Etude de la variation de la consommation

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante. Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considéré.

III.2- Variation des débits de consommation dans le temps

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week end ;
- Variations journalier qui dépendent du régime de consommation de la population.

III.3- Coefficient d'irrégularité [3]**III.3.1- Coefficient d'irrégularité maximale (Kmax,j)**

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad (III-1)$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend $K_{max,j} = 1,3$ pour les besoins domestiques par contre pour les besoins d'arrosage et d'industrie on prend $K_{max,j} = 1$.

III.3.2- Coefficient d'irrégularité minimale (Kmin,j)

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \quad (III-2)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{min,j}$ varie de 0,7 à 0,9.

III.3.3- Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax,h)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (III-3)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,2$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°III-1 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°III-1 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **36693 hab**,

valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,18 \times 1,2 = 1.416$$

$$K_{max,h} = 1,42$$

III.3.4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)

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

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \quad (III-4)$$

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,6$.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°III-2 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°III-2 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Donc pour notre cas on prend $\beta_{min,h} = 0.58$

d'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0,58 \times 0,6 = 0,35$$

$$K_{min,h} = 0,35$$

III.4-Détermination des débits journaliers

III.4.1-Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = K_{min,h} \times Q_{moy,j} \quad (III-5)$$

On prend $K_{min,j}=0,7$ d'où $Q_{min,j} = 0.7*7706,145=5346,74 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{min,j} = 5394,3015 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.4.2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Ce débit est donné ainsi : $Q_{max,j} = K_{max,j} \cdot Q_{moy,j}$ (III-6)

avec :

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière , donc :

Tableau N°III.3 : Calcul des consommations maximales journalières.

Nature des Consommations	Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ [m^3/j]	Coefficient d'irrégularité [$K_{max,j}$]	Débit maximum journalier $Q_{max,j}$ [m^3/j]
Agglomération	7338,6	1,3	9540,18
Sanitaire	2,2	1,3	2,86
Scolaire	143,99	1,3	187,187
Socioculturels et Sportifs+gare ferroviaire	45,78	1,3	59,514
Administratifs	5,925	1,3	7,7025
Commercial	55,3	1,3	71,89
Industriels	114,35	1	114,35
		total	9983,6835

$$Q_{max,j} = 9983.68 \text{ m}^3/\text{j} = 115,55 \text{ L/s}$$

III.5- Détermination des débits horaires

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

III.5.1- Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \text{(III-7)}$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

III.5.2- Détermination du débit maximum horaire

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

$$Q_{max,h} = K_{max.,h} \cdot Q_{moy.,h} \quad (III-8)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

III.6-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 N°III-4:

Tableau N°III-4: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Moins de 10000	10001 a 50000	50001 a 100000	Plus de 100000	Agglomération type rural
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	4.9	4.45	5.5
8-9	6	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4	6.25	4.8	4.85	6
11-12	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	4.2	4.75	5
15-16	4	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6	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
total	100%	100%	100%	100%	100%

Remarque

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

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre 10000 et 50000.

Tableau N° III-5 : Variation de la consommation par heures

heure	Agglomération Q _{max} =9869,83m ³ /j		commercial Q _{max} =114,35m ³ /j		Consommation totale Q _{max} =9983,68m ³ /j		Courbe de la consommation cumule	
	%	m3/H	%	m3/H	%	m3/h	%	m3/h
0-1	1,5	148,04	1,5	1,72	1,50	149,76	1,50	149,76
1_2	1,5	148,04	1,5	1,72	1,50	149,76	3,00	299,52
2_3	1,5	148,04	1,5	1,72	1,50	149,76	4,500	449,27
3_4	1,5	148,04	1,5	1,72	1,50	149,76	6,00	599,03
4_5	2,5	246,73	2,5	2,86	2,50	249,59	8,50	848,62
5_6	3,5	345,43	2,5	2,86	3,49	348,29	11,99	1196,90
6_7	4,5	444,12	5	5,72	4,51	449,84	16,49	1646,74
7_8	5,5	542,81	5	5,72	5,49	548,53	21,99	2195,27
8_9	6,25	616,83	6	6,86	6,25	623,69	28,24	2818,97
9_10	6,25	616,83	6	6,86	6,25	623,69	34,48	3442,66
10_11	6,25	616,83	6	6,86	6,25	623,69	40,73	4066,35
11_12	6,25	616,83	6	6,86	6,25	623,69	46,98	4690,05
12_13	5	493,47	6	6,86	5,01	500,33	51,99	5190,37
13_14	5	493,47	6	6,86	5,01	500,33	57,00	5690,70
14_15	5,5	542,81	6	6,86	5,51	549,67	62,51	6240,38
15_16	6	592,16	6	6,86	6,00	599,02	68,51	6839,40
16_17	6	592,16	6	6,86	6,00	599,02	74,51	7438,42
17_18	5,5	542,81	6	6,86	5,51	549,67	80,01	7988,09
18_19	5	493,47	6	6,86	5,01	500,33	85,02	8488,42
19_20	4,5	444,12	6	6,86	4,52	450,98	89,54	8939,40
20_21	4	394,77	2,5	2,86	3,98	397,63	93,52	9337,03
21_22	3	296,08	1,5	1,72	2,98	297,80	96,51	9634,83
22_23	2	197,39	1,5	1,72	1,99	199,10	98,50	9833,93
23_24	1,5	148,04	1,5	1,72	1,50	149,76	100,00	9983,68
	100	9869,33	100	114,35	100,0	9983,68		

A partir de ce tableau on trace :

- Les graphiques de consommation ;
- La courbe intégrale.

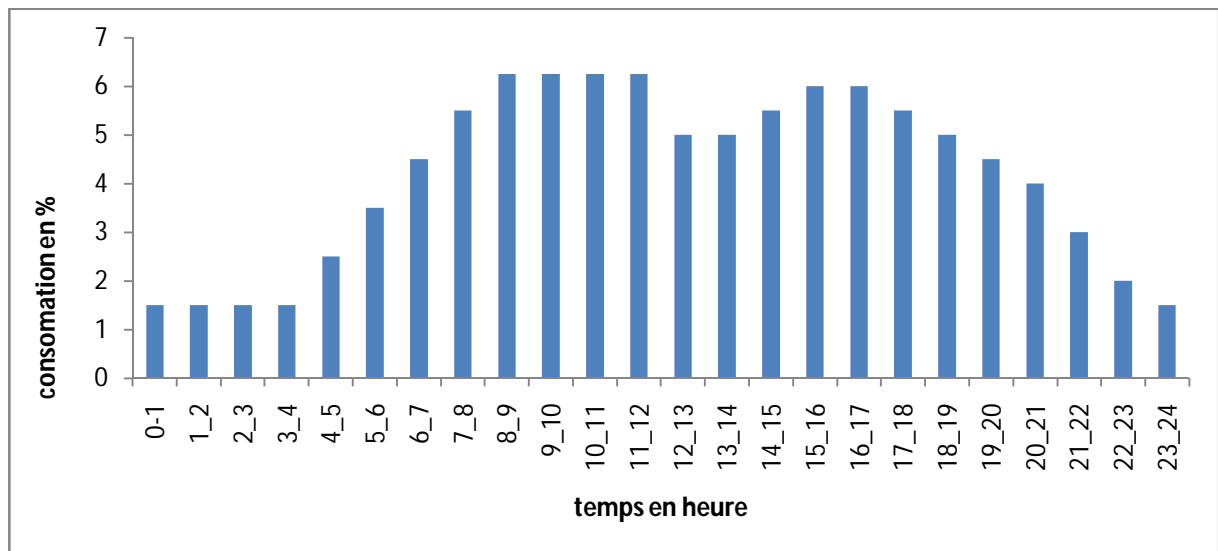


Figure N° III-1 : Graphique de consommation en eau de L'agglomération

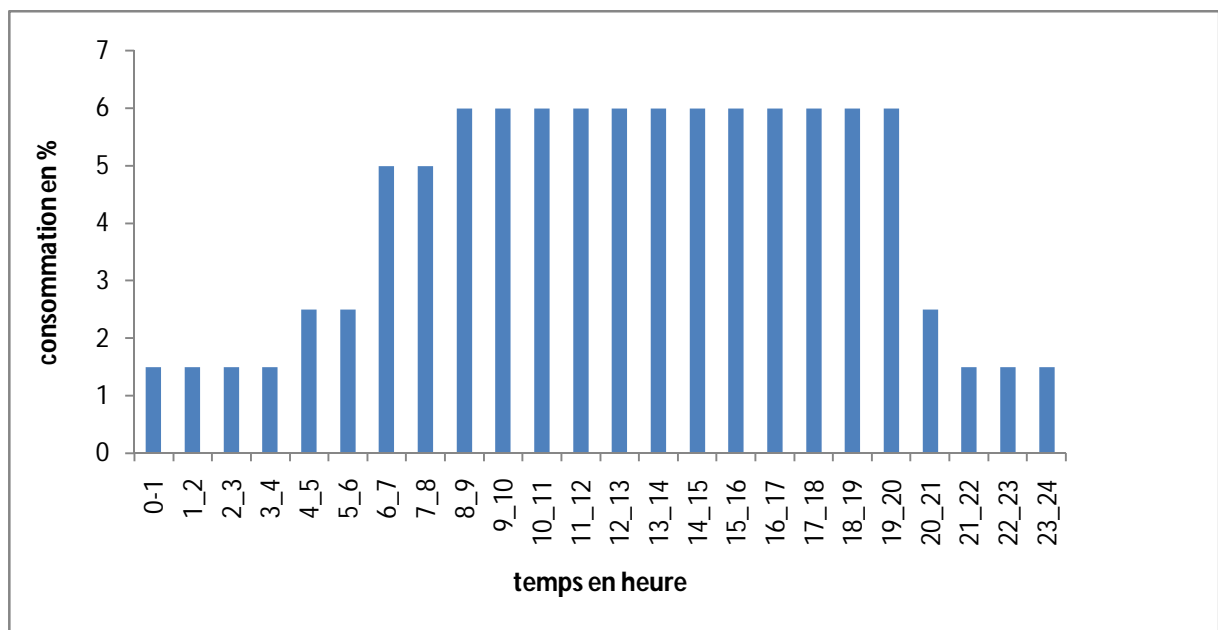


Figure N° III-2 : Graphique de consommation pour l'industrie

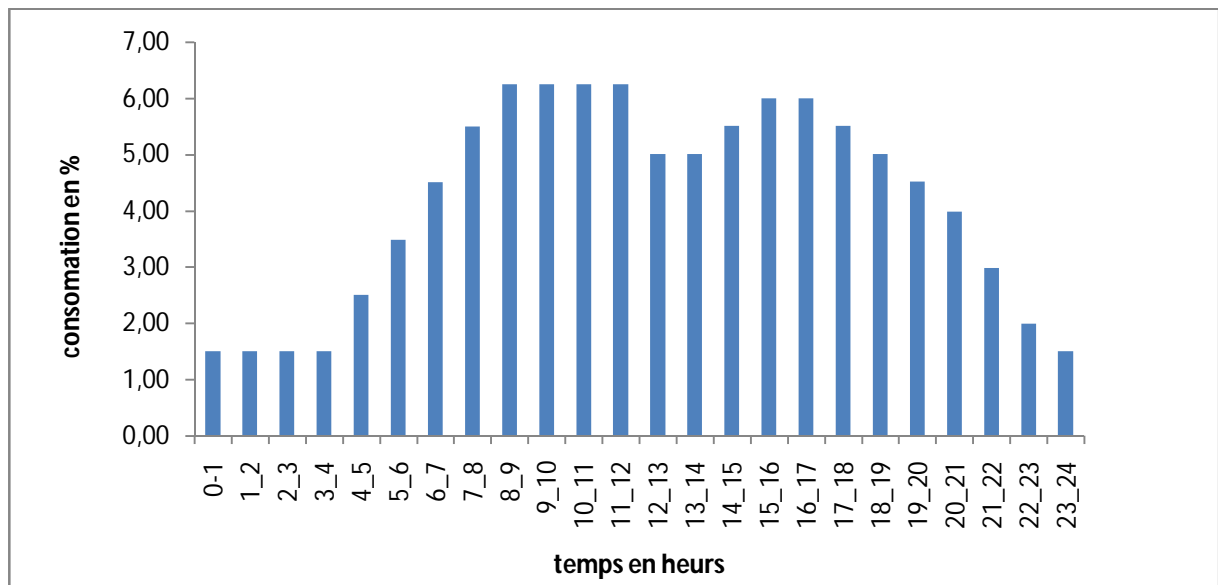


Figure N° III.3- Graphique de consommation totale

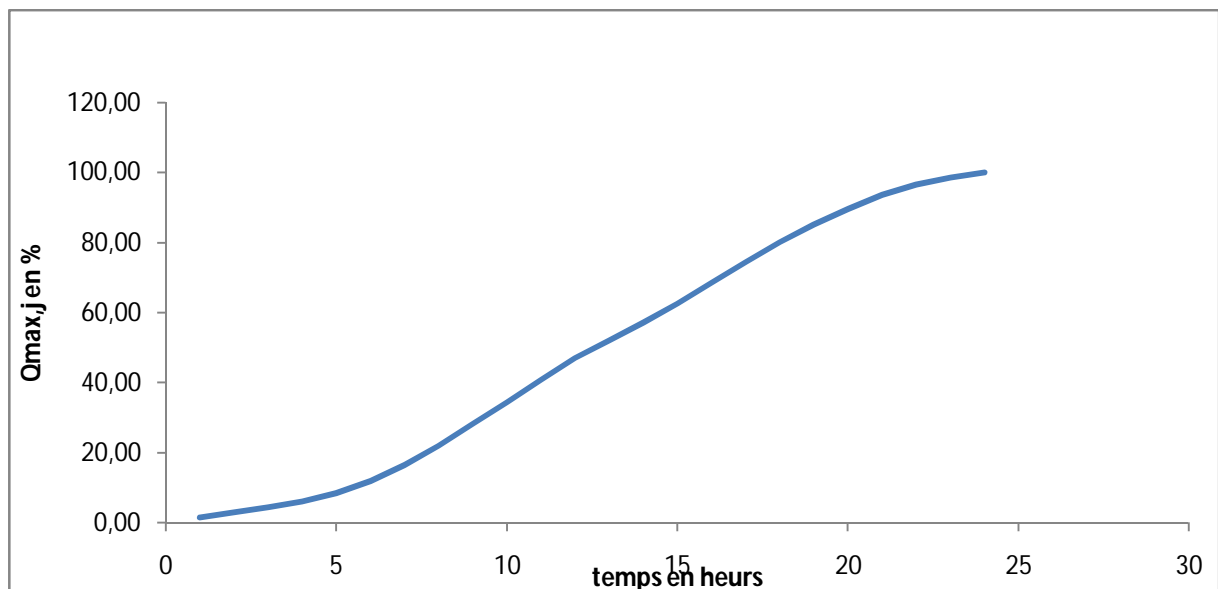


Figure N° III.4: Courbe intégrale de la consommation

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu déterminer le débit maximum journalier (9983,68m³/j) ce qui nous permet de dire que les ressources que nous avons sont suffisantes

CHAPITRE IV
LES RESERVOIRS

Introduction

La répartition des débits par le réseau de distribution se réalise selon un graphique journalier de consommation d'eau (voir fig-III.3) qui varie considérablement pour toute la journée. D'autre part, les ouvrages et les installations d'adduction amènent l'eau uniformément (ou presque). Pour la coordination du régime d'adduction et du réseau de distribution on conçoit des réservoirs de stockage.

La ville d'Ouzellaguen possède six réservoirs qui sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau N-IV-1 : Réservoirs de la ville d'Ouzellaguen

désignation	type	Cote de radier (m)	Cote de trop plein (m)	Capacité (M ³)
R1 Ouzellaguen	Sur sol	346,2	351,2	1000
R ₂ Ouzellaguen		180,58	187,58	1500
2R ₃ Vourafaa		229	232,89	150
R ₄ Didoune		269	274	200
R ₅ Didoune		396	401	200
R ₆ Sellouana		194	197	150

IV.1 -Fonctions générales des réservoirs [2]

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau potable sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- 1-Des fonctions techniques ;
- 2-Des fonctions économiques.

IV.1.1-Fonctions techniques des réservoirs

Le réservoir assure la continuité de l'approvisionnement en eau, étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage.

- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit ;
- Le réservoir assure un volume d'eau pour combattre les incendies.

IV.1.2-Fonctions économiques des réservoirs

- Réduction du coût de l'installation sur les ouvrages de production ;
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes ;

IV.2-classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

IV.2.1-Classification selon le matériau de construction

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé
- Réservoirs en béton précontraint.

IV.2.2-Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs sont classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi –enterré.
- Réservoir surélevé (appelés châteaux d'eau)

IV.2.3-Classification selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage
- Réservoir d'équilibre (tampon).
- Réservoir de traitement.

IV.2.4-Classification selon la forme géométrique

Dans la pratique, on retrouve deux formes usuelles :

- Réservoirs cylindriques.
- Réservoirs rectangulaires (carré).

IV.3-Emplacement des réservoirs

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

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la

prise d'eau, mais ça se n'est pas vérifié certain de nos réservoirs (remplissage par pompage).

- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires (comme dans notre cas), on les a implantés à l'extrémité du réseau.
- la cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézoélectrique exigé dans le réseau ce qui n'est pas le cas dans notre ville car les réservoirs existé déjà.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.

IV.4- Matériaux utilisé dans la construction du réservoir

Les deux matériaux les plus utilisés dans la fabrication des réservoirs sont:

- Le béton armé: utilisé pour les réservoirs de passage et les bâches de reprise vue sa bonne résistance à la compression et à la traction.
- Le béton précontraint pour les réservoirs de stockage (des dimensions importantes) et donc le réservoir seront plus étanche.

IV.5- Entretien des réservoirs

L'entretien des réservoirs se fait obligatoirement une fois par an ou ils doivent être nettoyés.

Cet entretien comporte plusieurs opérations qui sont les suivantes:

- Isolement est vidange de la cuve, afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte du temps, on ne procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible.
- Elimination des dépôts sur les parois.
- Examen et réparation.
- Désinfection à l'aide de produits chlorés.
- Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelles, équipements hydrauliques et cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien. Par mesure d'hygiène et de sécurité les réservoirs sont couverts afin d'être protégés contre corps étrangers et les variations de température.

IV.6- Détermination de la capacité

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

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation (graphique N III.3)
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé

En conséquence , la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre

le tableau N° IV.1 en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m le volume utile est donnée par

$$V_u = \frac{P\% * Q_{max.j}}{100} \quad (IV-1)$$

P % : représente le maximum des restes de Qmaxj en pourcentage.

$$Q_{maxj} = 9898,24 \text{ m}^3 / j$$

Le tableau N-IV-2 donne le calcul de la capacité du réservoir

Tableau N-IV-2 : Capacité du réservoir

HEURES	Consommation horaire de Qmax.j	apport	Stockage en %	distribution %	volume du reservoir %
0-1	1,50	0		-1,5	8,52
1_2	1,50	0		-1,5	7,02
2_3	1,50	0		-1,5	5,52
3_4	1,50	0		-1,5	4,02
4_5	2,50	5	2,50		6,52
5_6	3,49	5	1,51		8,03
6_7	4,51	5	0,49		8,53
7_8	5,49	5		-0,49	8,03
8_9	6,25	5		-1,25	6,79
9_10	6,25	5		-1,25	5,54
10_11	6,25	5		-1,25	4,29
11_12	6,25	5		-1,25	3,05
12_13	5,01	5		-0,01	3,03
13_14	5,01	5		-0,01	3,02
14_15	5,51	5		-0,51	2,52
15_16	6,00	5		-1,00	1,52
16_17	6,00	5		-1,00	0,52
17_18	5,51	5		-0,51	0,01
18_19	5,01	5		-0,01	0,00
19_20	4,52	5	0,48		0,48
20_21	3,98	5	1,02		1,50
21_22	2,98	5	2,02		3,52
22_23	1,99	5	3,01		6,52
23_24	1,50	5	3,50		10,02
	100	100			

$$V_R = \frac{10,02 * 9983,68}{100} = 1000,29 \text{ m}^3$$

A cela on ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de $60\text{m}^3/\text{h}$ pendant deux heures donc :

$$V_R = 1000,29 + 120 = 1120,29\text{m}^3$$

Remarque

Pour notre cas nous avons la somme totale des réservoirs qui est de 3200m^3 , ceux qui nous permettent de ne pas projeter d'autres, mais à cause de notre terrain accidenté on a décidé de projeter un réservoir de 500m^3 du côté de Vourafaa à une altitude de radier de 245m pour avoir des pressions et des vitesses admissibles au niveau de ce côté là.

IV.7- Construction des réservoirs

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité pour les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération de la qualité de l'eau emmagasinée.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris ...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

IV.8- Equipement hydrauliques des réservoirs**IV.8.1- Conduite d'arrivée**

Elle peut être placée par le bas ou par le fond ou en siphon, selon des considérations techniques, elle doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint un certain niveau. L'obturation est assurée par un robinet vanne dans le cas d'une adduction gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

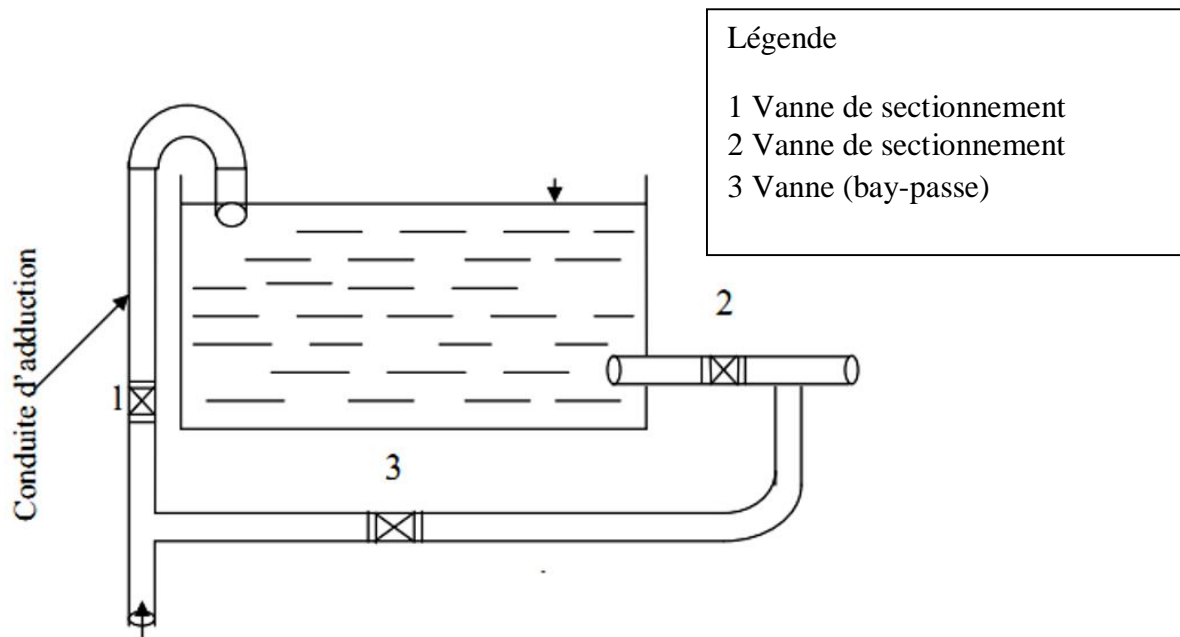


Figure N° IV-1: Conduite d'arrivée

IV.8.2- Départ de la conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au-dessus du radier, afin d'éviter l'introduction dans la canalisation des boues ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum d'eau de 0,5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. En cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de cette dernière.

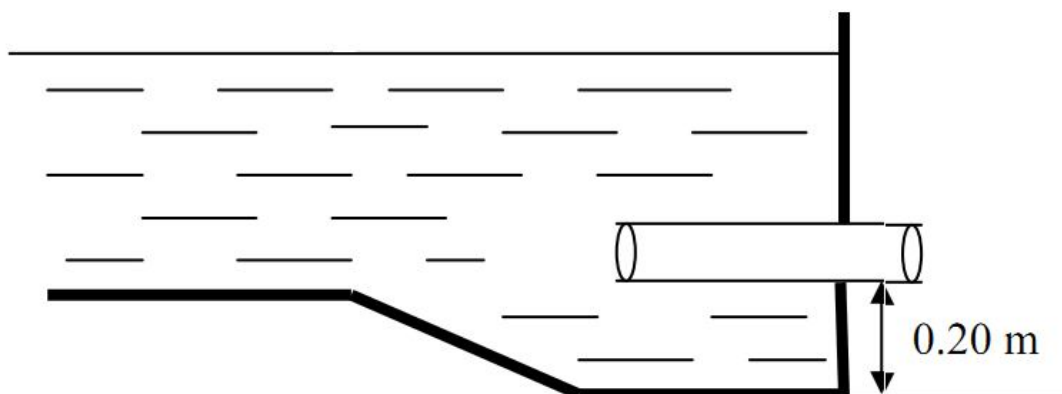


Figure N° IV-2: Conduite de distribution

IV.8.3- Conduite du trop-plein

Elle a pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire. En cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, le trop-plein doit pouvoir évacuer la totalité du débit entrant dans le réservoir, à cet effet, on aménagera un joint hydraulique constitué par un siphon à l'extrémité avale de la conduite.

IV.8.4-Conduite de vidange

C'est la conduite la plus basse dans le réservoir ayant comme fonction la vidange du réservoir en cas de nécessité (nettoyage, réparation). Elle est généralement raccordée à la conduite de trop-plein, elle peut aussi comporter un siphon servant à garder l'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout

Pour nos réservoirs ces conditions sont vérifiées

IV.8.5- Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres. Il importe que des dispositions soient prises afin d'éviter que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution ;

Dans notre cas le réservoir projeter sera munie de ce système 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.

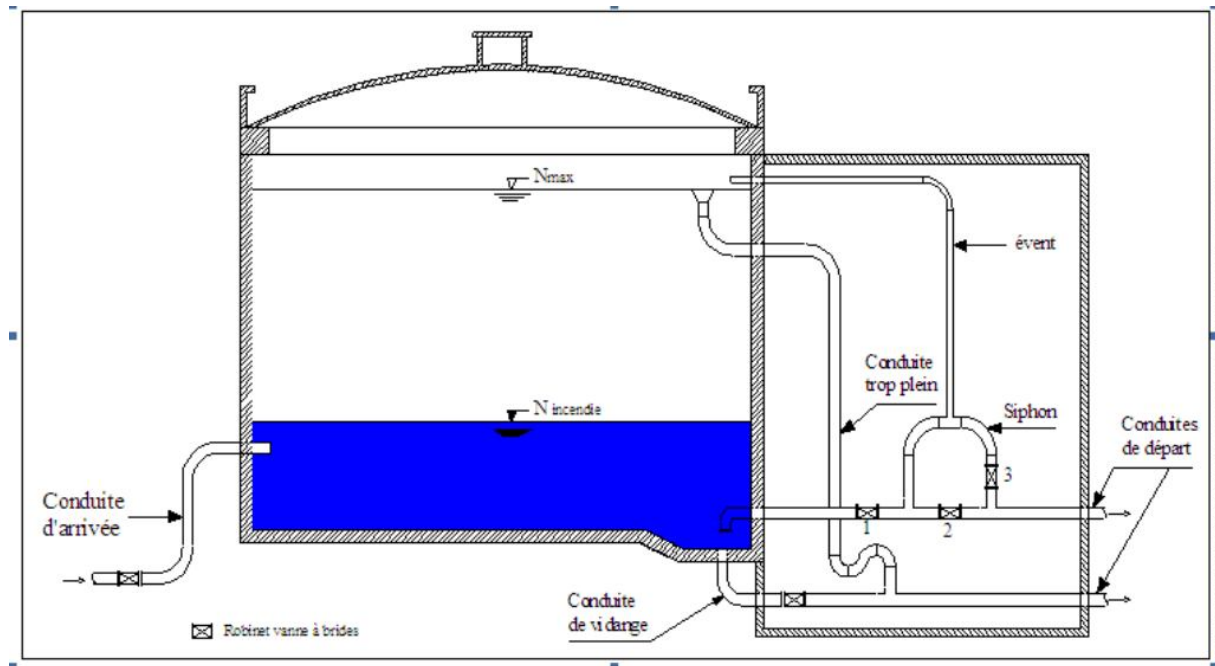


Figure N° IV-3:Réservoir

Conclusion

La commune d'Ouzellaguen a des réservoirs d'eau suffisants jusqu'à l'an 2038, mais à cause du terrain accidenté on ne peut pas projeter un réservoir.

IV.9-L'étude génie civil du réservoir

L'étude des réservoirs cylindriques à l'instar de celle des autres ouvrages hydrotechniques ou de génie civil, se fait classiquement avec des conditions limites locales.

Le cas des réservoirs circulaires de surface ou semi enterrés en est un exemple typique à la lumière des résultats de notre mémoire de fin d'études. C'est pourquoi tout le long de notre travail, nous nous sommes efforcés de respecter scrupuleusement les règles de l'art de ce genre de conception autrefois considérée comme du ressort de l'ingénieur civil seul. Cette façon de faire, nous a permis de garantir la sécurité et l'intégralité structurale de l'ouvrage étudié.

En effet, l'essentielle de notre projet de fin d'études a été fait selon la théorie des plaques et coques de TIMOSHENKO (1961)

IV.10-Diamètre de la cuve

$$V = S * H \quad \text{d'où} \quad S = \frac{V}{H} \quad \text{et} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad (\text{IV-2})$$

$$S = \frac{500}{5} = 100 \text{ m}^2 \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot 100}{\pi}} = 11,28 \text{ m.}$$

$$D = 12 \text{ m}$$

IV.11-Paramètres du sol

D'après l'étude de sol établie par le BET(bureau d'étude), la contrainte admissible du sol de fondation a été prise égale à 1.8 bars ,

IV.12-Caractéristique des matériaux

IV.12.1-Béton

Le dosage du béton utilisé étant de 400 kg de ciment CPA 325 / m³ avec des conditions courantes de fabrication et un contrôle du projet, la valeur de f_c 28 , qui est la contrainte caractéristique à la compression à 28 jours sera de :

$f_{c28} = 27$ MPA Les coefficients de sécurité sont pris respectivement égaux à :
Les résistances caractéristiques admissible à priori, étant donné le fait que les sections calculées par la suite sont toutes rectangulaires sont de :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b$$

Dans les cas courants : $\sigma_{bc} = 141.66$ bars

Dans les cas accidentels $\sigma_{bc} = 184.78$ bars

Les coefficients de sécurité sont pris respectivement égaux à :

$\gamma_b = 1.5$ dans les cas courants

$\gamma_b = 1.15$ dans les cas accidentels

IV.12.2-Aciers

Les aciers utilisés dans le cas de notre projets sont de deux types :

Type (tors) la valeur de la limite d'élasticité $f_e = 400$ MPA

Ronds lisses la valeur de la limite d'élasticité est égale à $f_e = 235$ MPA

Le module d'élasticité est pris égal à $E_s = 200\,000$ MPA

Les coefficients de sécurité sont pris respectivement égaux à :

$\gamma_s = 1.15$ dans les cas courants ;

$\gamma_s = 1$ dans les cas accidentels.

IV.13-Calcul des éléments

IV.13.1-Etude de la coupole de couverture

La couverture est considérée comme une coque sphérique incomplète , le rayon r de cette sphère est déterminé en utilisant la relation suivante: $R^2 = (R-f)^2 + (D/2)^2$

Soit en développant la dernière équation et en faisant les simplifications d'usage , nous avons :

$$R = (f^2 + (D/2)^2) / (2 \times f) \quad (IV-3)$$

Dans notre cas :

$f = 150$ cm

$D = 1200$ cm

CE qui nous donne , pour la relation précédente :

$$R = (1.5^2 + 6^2) / (2 \times 1.5) = 12.75 \text{ m .}$$

La coupole est considérée comme une coque sphérique d'épaisseur constante égale à 10 cm,

IV.13.1.1-Poids propre de la coupole :

$$P_C = 1,35G + 1,5Q$$

(G : Poids de la coupole/m² + étanchéité Q : Surcharge d'exploitation)

$$G = 0,1 * 2,5 + 0,04 = 0,29 \text{ t/m}^2 \text{ et } Q = 0,1 \text{ t/m}^2$$

$$P_C = 1,35 * 0,29 + 1,5 * 0,1 = 0,5415 \text{ t/m}^2$$

IV.13.1.2-Poids du lanterneau

$$P_L = 1,35G_L$$

$$\text{Avec : } G_L = \left[2,5 \left(\pi * \frac{1,2^2}{4} * 0,1 + \frac{\pi * 1}{4} (1^2 - 0,8^2) \right) \right] / 2 * 0,8 * \pi = 0,196 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } P_L = 0,265 \text{ t/ml}$$

Calcul des angles σ_L et σ

$$\varphi_0 = \arcsin\left(\frac{r_L}{R}\right) = \arcsin\left(\frac{0,4}{12,75}\right) = 1,79^\circ$$

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{r}{R}\right) = \arcsin\left(\frac{6}{12,75}\right) = 28,07^\circ$$

IV.13.1.3-Calcul des valeurs de N_σ et N_θ

D'après les résultats de la théorie des plaques et coques (TIMOSHENKO et al., 1961) et sur les voiles minces (J. COURBON, 1979) une coupole sphérique présentant à sa partie supérieure une ouverture circulaire limitée par des parallèles définis par l'angle φ_0 et supportant un lanterneau ayant pour effet d'appliquer un poids P par mètre de longueur le long du parallèle supérieur $\varphi = \varphi_L$, les efforts suivant les parallèles et les méridiens sont définis respectivement par les formules :

$$\begin{aligned} N_\varphi &= -P_C R \left[\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} \right] - P_L \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \\ N_\theta &= P_C R \left[\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi \right] + P_L \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \end{aligned} \tag{IV-4}$$

Avec :

N_φ : Effort normal suivant le méridien ;

N_θ : Effort normal suivant le parallèle ;

P_C : Poids propre de la coupole y compris l'étanchéité, et la surcharge d'exploitation (t/m²) ;

P_L : Poids du lanterneau par mètre de circonférence de rayon $r_L = 0,4 \text{ m}$.

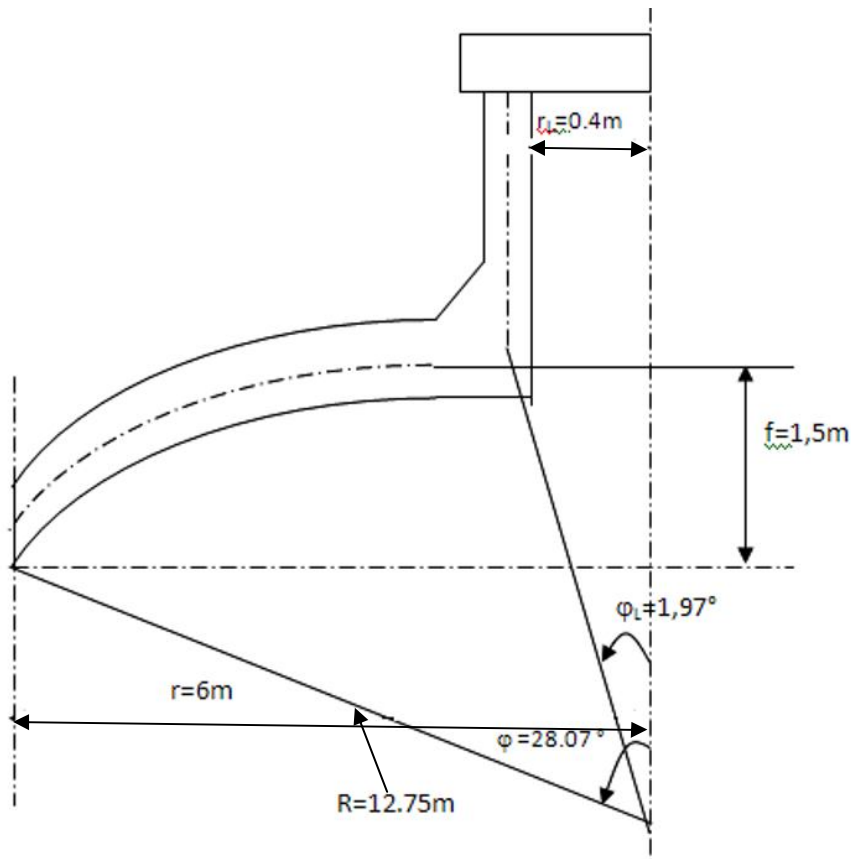


Figure N°IV-4 : Coupe transversale de la coupole

Les différentes valeurs de N_ϕ et N_θ sont mentionné dans le tableau suivant

Tableau N-IV-3: Les valeurs de N_ϕ et N_θ

Valeur de N_ϕ et N_θ	$\phi = 1.97^\circ$	$\phi = 28.07^\circ$
N_ϕ	-7.71t	-3.69t
N_θ	0.81t	-2.4t

Remarque ; on trouve

La plus grande valeur de compression est de 7710kg

La plus grande valeur de traction est de 810kg

IV.13.1.4. Calcul du ferrailage de la coupole

L'effort de traction sera repris par la section nécessaire d'acier et notre calcul sera base uniquement à l'ELU.

La section de calcul a pour dimensions :

Longueur : $b_0 = 1\text{m}$;

Hauteur : $h = 10\text{cm}$.

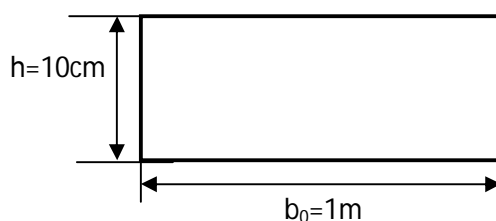


Figure N°IV-5 : Coupe de la coupole

A : section d'acier nécessaire

$$A = \frac{T}{\sigma_s} \left\{ \begin{array}{l} T : \text{effort de traction} \\ \sigma_s : \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{810}{3478} = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si on prend des T8 (T8a pour section $\frac{\pi}{4} * (1)^2 = 0.785 \text{ cm}^2$)

Le minimum d'acier $A_{\min} = 0.5\% * B$ (Best la section du béton)

Soit $A_{\min} = 5 \text{ cm}^2$ d'où $n = \frac{5}{0.785} + 1 = 7 \text{ bar}$ or l'espacement (e) = $\frac{100}{7} = 14.28$ e = 14.25 cm

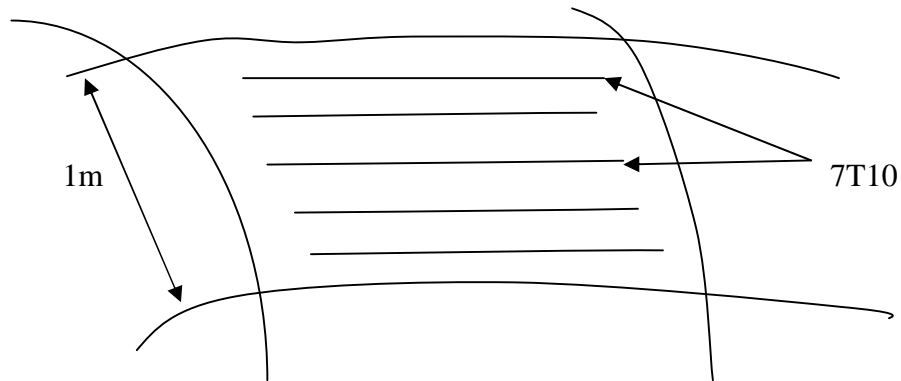


Figure N°IV-6:Forme des aciers sur la coupole

IV.13.2-Etude de la ceinture

IV.13.2.1-Généralités

La ceinture est une poutre circulaire supportée par le voile, son rôle est d'absorber l'effort de traction dû à la compression horizontale de l'effort méridien $N\phi$.

Elle est sollicitée par les efforts suivants :

Poids de la ceinture y compris l'étanchéité : ce poids est réparti sur la ceinture par mètre linéaire:

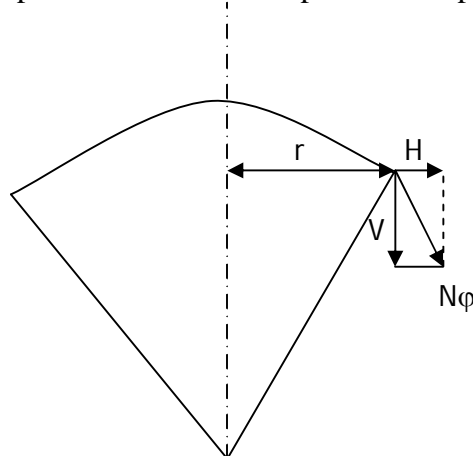


Figure N°IV-7:Forme des forces sur la ceinture

L'effort de traction, l'étanchéité de celle-ci est à envisager dans les conditions de fissuration très préjudiciables donc le calcul se fera à l'ELS uniquement.

L'effort N_ϕ va avoir deux composantes :

Une composante horizontale H de valeur $H=N_\phi \cos\phi_{\max}$

Une composante verticale V ayant pour expression $V=N_\phi \sin\phi_{\max}$.

Par la suite nous allons considérer seulement l'effort de traction engendré par la composante horizontale :

$$H = N_\phi \cos\phi_{\max} \text{ Avec : } \begin{cases} \phi_{\max} = 28.07^\circ \\ N_{\phi_{\max}} = -3.69t / ml \end{cases}$$

AN : $H=3.69 \times \cos 28.07 = 3.25 \text{ t/m}$

La valeur de la poussée engendrée sur l'ensemble de la ceinture.

$Q_H = H \cdot r_{\text{moy}} = 3.25 \times 6 = 19.535t$

$Q_H = 19.535t$

IV.13.2.2-Calcul du ferrailage

$Q_H = N_{\text{ser}} = 19535kg$

A : section d'acier nécessaire

$$A = \frac{T}{\sigma_s} \left\{ \begin{array}{l} T : \text{effort de traction} \\ \sigma_s : \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478kg / cm^2 \end{array} \right.$$

$A = \frac{19535}{3478} = 5.62cm^2$

Si on prend des T14 (T14a pour section $\frac{\pi}{4} * (1.4)^2 = 1.53cm^2$)

Donc le nombre de barre $n = \frac{5.62}{1.53} + 1 = 4bar$

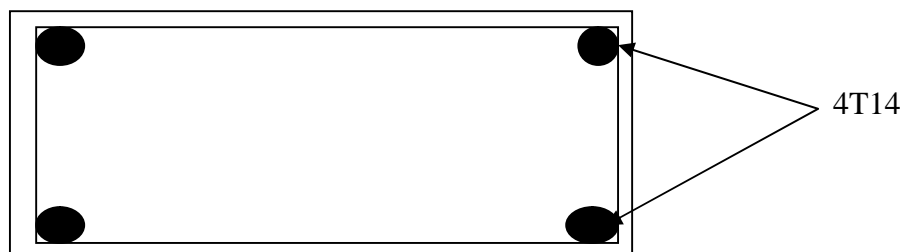


Figure N°IV-8 : Forme des l'acier sur la ceinture

IV.13.3-Calculs des différentes charges existantes au niveau du réservoir

IV.13.3.1-Couverture

Pour calculer le poids de la couverture on doit tenir compte du poids de l'étanchéité (0.04t/m²)

S : surfaces de la couverture sphérique

$$S=2\pi Rf=2*3.14*12.75*1.5=120.1\text{m}^2$$

$$P=0.1*2.5+0.04*120.1=34.83\text{tonnes}$$

Poids de la surcharge sur la couverture 100kg/m²

$$P_{sc}=S*0.1=12.01\text{tonnes}$$

IV.13.3.2-Poids de la ceinture supérieure

$$P= 2.5 * \frac{\pi}{4} * 0.4(13.2^2 - 12.4^2) = 16.07 \text{ tonnes}$$

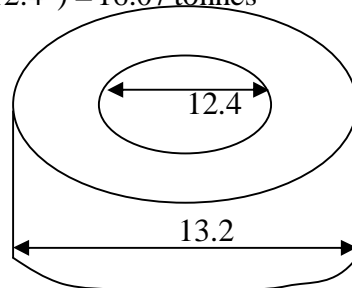


Figure N°IV-9 : Ceinture du réservoir

IV.13.3.3-Poids du lanterneau

$$\left[2.5\left(\pi * \frac{1.2^2}{4} * 0.1 + \frac{\pi * 1}{4} (1^2 - 0.8^2)\right) \right] = 1 \text{ tonnes}$$

IV.13.3.4Poids de l'acrotère

$$P= 2.5 * \frac{\pi}{4} * 0.3(13.2^2 - 13^2) = 3.09 \text{ tonnes}$$

IV.13.3.5-Poids des voiles verticaux

Pour calculer le poids des parois verticale on procède par le calcul les deux partie qui consiste les parois Pt=P₁+P₂

P1 : volume de la partie simple

P2 : volume de la partie tronconique

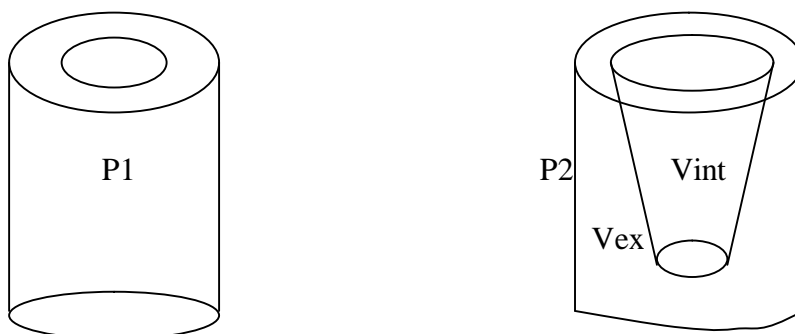


Figure N°IV-10 : Forme des voiles verticaux

$$V1 = \frac{\pi}{4} * 4.7 [12.4^2 - 12^2] = 36m^3$$

$$V2 = V_{ex} - V_{int}$$

$$V_{ex} = \frac{\pi}{4} * 0.5 * 12.4^2 = 60.35m^3$$

$$V_{int} = \pi \int_0^{h_0} (a^2 + 2az \tan g\alpha + z^2 \tan^2 g\alpha) dz$$

$$V_{int} = \pi \left[a^2 h_0 + ah_0 \tan g\alpha + \frac{h_0^3}{3} \tan^2 g\alpha \right]$$

$$a=5.8m \quad b=6m \quad h_0=0.5$$

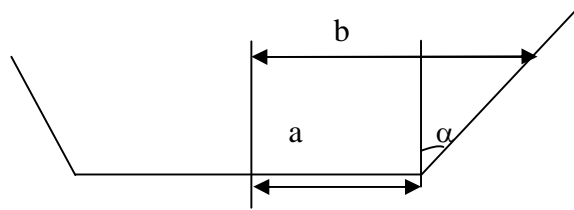


Figure N°IV-11:Forme des voiles

$$\tan g\alpha = \frac{b-a}{h_0} = \frac{6-5.8}{0.5} = 0.4$$

$$V = \pi \left[5.8^2 * 0.5 + 5.8 * 0.5 * 0.4 + \frac{0.5^3}{3} * 0.4 \right] = 56.51m^3$$

$$V2 = 60.35 - 56.51 = 3.84m^3$$

$$Pt = 2.5 * (3.84 + 36) = 99.6 \text{ tonnes}$$

IV.13.3.6-Poids du radier

$$P = 2.5 * \frac{\pi}{4} * (13.3^2) * 0.3 = 104.14 \text{ tonnes}$$

$$\text{Surface du radier « Sr » : } Sr = \frac{\pi}{4} * 13.3^2 = 138.85 m^2$$

IV.13.3.7-Poids de l'eau

$$P = \frac{\pi}{4} * (12)^2 * 5 = 565.2 \text{ tonnes}$$

IV.14-Calcul de la contrainte σ

σ est la contrainte due au poids du réservoir a la réaction du sol

$$\sigma = \frac{\text{somme penderé des forces qui s'exercesur le radier}}{\text{surface du radier}}$$

Pour les charges permanentes on prend un coefficient 1.35 et pour les surcharges on prend 1.5

$$\sigma = \frac{1.35(34.83 + 16.07 + 1 + 3.09 + 99.6 + 104.14) + 1.5(12.01 + 565.2)}{138.85} = 7.87 \text{ tonnes/m}^2$$

$$\sigma = 0.1 * 7.87 = 0.787 \text{ bar}$$

$$\sigma < \sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar}$$

Conclusion d'après le calcul ci-dessus nous avons appris que le réservoir sera ferrillé de cette manière et il sera stable au poinçonnement

CHAPITRE V
RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction

Il est important de parler en général des réseaux de distribution avant de parler des méthodes de calcul de ses réseaux.

Par définition, un réseau de distribution est un ensemble de conduites et d'organes hydrauliques qui permet de distribuer l'eau en quantité suffisante pour satisfaire les besoins actuels et futurs des usagers, et même des besoins en eau nécessaires pour lutter contre les incendies.

Le réseau de distribution consiste à fournir à chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante et ce en tout temps.

V.1- Les type de réseaux [1]

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.

V.1.1- Les réseaux maillés

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

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

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

V.1.2- Réseaux ramifie

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

V.1.3- Réseaux étagés

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

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

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

Remarque

Pour une meilleure distribution, on a adopté le réseau maillé et ramifié pour notre agglomération.

V.2- Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers ;
- L'emplacement des consommateurs principaux ;
- Le relief.

V.3 - Choix du type de matériaux

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

1. Le diamètre
2. La pression de service à supportée par le matériau
3. Les conditions de pose
4. Le prix de la conduite
5. La durée de vie du matériau
6. La disponibilité de ce dernier sur le marché

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD

V.4- Calcul hydraulique du réseau [5]

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

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

V.4.1- Calcul des débits

D'après le tableau de consommation horaire de notre agglomération on a en cas de pointe (8h-9h), un débit de pointe égale à $623,69\text{m}^3/\text{h}$ soit $(173,24\text{l/s})$.

Ce débit sera soutiré des réservoirs

V.4.1.1- Calcul du débit en route

Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$Q_{\text{cons}} = Q_{\text{route}} + Q_{\text{conc}} \quad (\text{V-1})$$

Nous déduisons alors : $\Sigma Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} - Q_{\text{conc}}$

Avec :

Qroute: débit en route en (l/s).

Qcons : débit de consommation (l/s).

Qconc : la somme des débits concentrés en (l/s).

Dans notre cas : Qconc= 1,905(l/s)

Donc : Qroute = 173,24-1,905 Qroute =171,34 L/s

V.4.1.2-Débit spécifique

Ce débit est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons, donné par la relation suivante :

$$Q_{sp} = \frac{\Sigma Q_{route}}{\Sigma L_i} \quad (l/s/ml) \quad (V-2)$$

ΣL_i : la somme des longueurs des tronçons (m).

Qsp: débit spécifique (l/s/ml).

On a $\Sigma L_i = 25982,06m$

D'où: $Q_{sp}=171,34/25982,06=0,0066L/s/ml$

V.4.1.3-débits aux nœuds (nodaux)

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_{ri-k} \quad (V-3)$$

Ou :

ΣQ_{ri-k} : est la somme des débits de route des tronçons reliés au nœud.

Tableau N°V-1 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe

nœud	N tronçon	Longueur(m)	Qspe(l/s/m)	Qroute(l/s)	0,5Qr l/s	Qn l/s	Qconcentr	Qtotal l/s
1	1_2	250,19	0,0066	1,65	0,82	1,15		1,15
	1_8	97,13	0,0066	0,64	0,32			
2	2_3	641,92	0,0066	4,23	2,12	4,54		4,54
	2_11	485,07	0,0066	3,20	1,60			
	1_2	250,19	0,0066	1,65	0,82			
3	3_4	472,83	0,0066	3,12	1,56	4,70		4,70
	3_14	309,63	0,0066	2,04	1,02			
	2_3	641,92	0,0066	4,23	2,12			
4	4_5	71,74	0,0066	0,47	0,24	2,60		2,60
	4_16	243,32	0,0066	1,60	0,80			
	3_4	472,83	0,0066	3,12	1,56			
5	5_17	490,15	0,0066	3,23	1,62	1,85		1,85
	4_5	71,74	0,0066	0,47	0,24			
8	8_9	418,15	0,0066	2,76	1,38	3,29		3,29
	8_47	483,66	0,0066	3,19	1,59			
	1_8	97,13	0,0066	0,64	0,32			

Tableau N°V-1 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe (suite)

nœud	N tronçon	Longueur(m)	Qspe(l/s/m)	Qroute(l/s)	0,5Qr l/s	Qn l/s	Qconcentr	Qtotal l/s
9	9_10	20,63	0,0066	0,14	0,07	2,09		2,09
	9_47	194,36	0,0066	1,28	0,64			
	8_9	418,15	0,0066	2,76	1,38			
10	10_11	387,37	0,0066	2,55	1,28	2,34		2,34
	10_24	301,47	0,0066	1,99	0,99			
	9_10	20,63	0,0066	0,14	0,07			
11	11_12	146,12	0,0066	0,96	0,48	3,36		3,36
	10_11	387,37	0,0066	2,55	1,28			
	2_11	485,07	0,0066	3,20	1,60			
12	12_13	391,71	0,0066	2,58	1,29	2,24		2,24
	12_23	141,17	0,0066	0,93	0,47			
	11_12	146,12	0,0066	0,96	0,48			
13	13_14	196,14	0,0066	1,29	0,65	3,13		3,13
	13_21	362,25	0,0066	2,39	1,19			
	12_13	391,71	0,0066	2,58	1,29			
14	14_15	57,3	0,0066	0,38	0,19	1,86		1,86
	13_14	196,14	0,0066	1,29	0,65			
	3_14	309,63	0,0066	2,04	1,02			
15	15_16	392,33	0,0066	2,59	1,29	3,89		3,89
	15_20	729,09	0,0066	4,81	2,40			
	14_15	57,3	0,0066	0,38	0,19			
16	16_17	416,26	0,0066	2,75	1,37	3,47	0,05	3,52
	15_16	392,33	0,0066	2,59	1,29			
	4_16	243,32	0,0066	1,60	0,80			
17	17_18	29,28	0,0066	0,19	0,10	3,09		3,09
	16_17	416,26	0,0066	2,75	1,37			
	5_17	490,15	0,0066	3,23	1,62			
18	18_19	416,86	0,0066	2,75	1,37	2,95		2,95
	18_48	448,02	0,0066	2,95	1,48			
	17_18	29,28	0,0066	0,19	0,10			
19	19_48	264,06	0,0066	1,74	0,87	2,27		2,27
	19_20	8,09	0,0066	0,05	0,03			
	18_19	416,86	0,0066	2,75	1,37			
20	20_21	315,06	0,0066	2,08	1,04	3,47		3,47
	19_20	8,09	0,0066	0,05	0,03			
	15_20	729,09	0,0066	4,81	2,40			
21	21_22	224,07	0,0066	1,48	0,74	2,97		2,97
	20_21	315,06	0,0066	2,08	1,04			
	13_21	362,25	0,0066	2,39	1,19			
22	22_23	278,07	0,0066	1,83	0,92	3,53		3,53
	22_26	566,97	0,0066	3,74	1,87			
	21_22	224,07	0,0066	1,48	0,74			

Tableau N°V-1 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe (suite)

nœud	N tronçon	Longueur(m)	Qspe(l/s/m)	Qroute(l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qconcentr	Qtotal l/s
23	23_24	476,52	0,0066	3,14	1,57	2,95		2,95
	22_23	278,07	0,0066	1,83	0,92			
	12_23	141,17	0,0066	0,93	0,47			
24	24_25	295,69	0,0066	1,95	0,97	3,54		3,54
	23_24	476,52	0,0066	3,14	1,57			
	10_24	301,47	0,0066	1,99	0,99			
25	25_26	22,02	0,0066	0,15	0,07	3,49		3,49
	25_47	740,03	0,0066	4,88	2,44			
	24_25	295,69	0,0066	1,95	0,97			
26	26_27	8,4	0,0066	0,06	0,03	1,97		1,97
	25_26	22,02	0,0066	0,15	0,07			
	22_26	566,97	0,0066	3,74	1,87			
27	27_28	193,09	0,0066	1,27	0,64	1,45		1,45
	27_37	237,7	0,0066	1,57	0,78			
	26_27	8,4	0,0066	0,06	0,03			
28	28_29	175,34	0,0066	1,16	0,58	2,89		2,89
	28_36	508,68	0,0066	3,35	1,68			
	27_28	193,09	0,0066	1,27	0,64			
29	29_30	418,89	0,0066	2,76	1,38	3,74		3,74
	29_35	539,19	0,0066	3,56	1,78			
	28_29	175,34	0,0066	1,16	0,58			
30	30_31	319,54	0,0066	2,11	1,05	4,08		4,08
	30_32	499,63	0,0066	3,29	1,65			
	29_30	418,89	0,0066	2,76	1,38			
31	31_55	490,84	0,0066	3,24	1,62	2,67		2,67
	30_31	319,54	0,0066	2,11	1,05			
32	32_55	461,07	0,0066	3,04	1,52	3,42		3,42
	32_33	77,17	0,0066	0,51	0,25			
	30_32	499,63	0,0066	3,29	1,65			
33	33_34	56,81	0,0066	0,37	0,19	1,41		1,41
	33_35	294,33	0,0066	1,94	0,97			
	32_33	77,17	0,0066	0,51	0,25			
34	34_50	728,47	0,0066	4,80	2,40	11,54		11,54
	34_51	2715,76	0,0066	17,91	8,95			
	33_34	56,81	0,0066	0,37	0,19			
35	35_36	292,28	0,0066	2	0,96	3,71		3,71
	33_35	294,33	0,0066	1,94	0,97			
	29_35	539,19	0,0066	3,56	1,78			
36	36_52	638,95	0,0066	4,21	2,11	4,75	0,36	5,11
	35_36	292,28	0,0066	1,93	0,96			
	28_36	508,68	0,0066	3,35	1,68			

Tableau N°V-1 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe (suite)

nœud	N tronçon	Longueur(m)	Qspe(l/s/m)	Qroute(l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qconcentr	Qtotal l/s
37	37_52	513,16	0,0066	3,38	1,69	2,63		2,63
	37_38	47,33	0,0066	0,31	0,16			
	27_37	237,7	0,0066	1,57	0,78			
38	38_39	741,44	0,0066	4,89	2,44	3,21		3,21
	38_42	183,26	0,0066	1,21	0,60			
	37_38	47,33	0,0066	0,31	0,16			
39	39_40	562,51	0,0066	3,71	1,85	5,69		5,69
	39_53	422,54	0,0066	2,79	1,39			
	38_39	741,44	0,0066	4,89	2,44			
40	40_41	289,39	0,0066	1,91	0,95	4,13		4,13
	40_53	401,39	0,0066	2,65	1,32			
	39_40	562,51	0,0066	3,71	1,85			
41	40_41	289,39	0,0066	1,91	0,95	0,95		0,95
42	42_43	10,53	0,0066	0,07	0,03	1,78		1,78
	42_53	345,95	0,0066	2,28	1,14			
	38_42	183,26	0,0066	1,21	0,60			
43	43_44	605,03	0,0066	3,99	1,99	4,39		4,39
	43_46	717,24	0,0066	4,73	2,36			
	42_43	10,53	0,0066	0,07	0,03			
44	44_45	363,76	0,0066	2,40	1,20	3,19		3,19
	43_44	605,03	0,0066	3,99	1,99			
45	45_46	82,18	0,0066	0,54	0,27	1,97		1,97
	45_54	150,13	0,0066	0,99	0,50			
	44_45	363,76	0,0066	2,40	1,20			
46	46_47	105,35	0,0066	0,69	0,35	2,98		2,98
	45_46	82,18	0,0066	0,54	0,27			
	43_46	717,24	0,0066	4,73	2,36			
47	46_47	105,35	0,0066	0,69	0,35	5,02		5,02
	8_47	483,66	0,0066	3,19	1,59			
	9_47	194,36	0,0066	1,28	0,64			
	25_47	740,03	0,0066	4,88	2,44			
48	18_48	448,02	0,0066	2,95	1,48	2,35		2,35
	19_48	264,06	0,0066	1,74	0,87			
50	34_50	728,47	0,0066	4,80	2,40	2,40	0,10	2,50
51	34_51	2715,76	0,0066	17,91	8,95	8,95	0,18	9,14
52	36_52	638,95	0,0066	4,21	2,11	3,80	1,22	5,01
	37_52	513,16	0,0066	3,38	1,69			
53	39_53	422,54	0,0066	2,79	1,39	3,86		3,86
	40_53	401,39	0,0066	2,65	1,32			
	42_53	345,95	0,0066	2,28	1,14			
54	45_54	150,13	0,0066	0,99	0,50	0,50		0,50
55	32_55	461,07	0,0066	3,04	1,52	3,14		3,14
	31_55	490,84	0,0066	3,24	1,62			
total		25982,06		171,34	171,34	171,34		173,25

C'est la même méthode pour le cas de pointe +incendie

Tableau N°V-2 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe+incendie

nœud	N tronçon	Longueur(m)	Qspe(l/s/m)	Qroute(l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qconcentr	Qtotal l/s
1	1_2	250,19	0,0066	1,65	0,82	1,15		1,15
	1_8	97,13	0,0066	0,64	0,32			
2	2_3	641,92	0,0066	4,23	2,12	4,54		4,54
	2_11	485,07	0,0066	3,2	1,6			
	1_2	250,19	0,0066	1,65	0,82			
3	3_4	472,83	0,0066	3,12	1,56	4,7		4,7
	3_14	309,63	0,0066	2,04	1,02			
	2_3	641,92	0,0066	4,23	2,12			
4	4_5	71,74	0,0066	0,47	0,24	2,6		2,6
	4_16	243,32	0,0066	1,6	0,8			
	3_4	472,83	0,0066	3,12	1,56			
5	5_17	490,15	0,0066	3,23	1,62	1,85		1,85
	4_5	71,74	0,0066	0,47	0,24			
8	8_9	418,15	0,0066	2,76	1,38	3,29		3,29
	8_47	483,66	0,0066	3,19	1,59			
	1_8	97,13	0,0066	0,64	0,32			
9	9_10	20,63	0,0066	0,14	0,07	2,09		2,09
	9_47	194,36	0,0066	1,28	0,64			
	8_9	418,15	0,0066	2,76	1,38			
10	10_11	387,37	0,0066	2,55	1,28	2,34		2,34
	10_24	301,47	0,0066	1,99	0,99			
	9_10	20,63	0,0066	0,14	0,07			
11	11_12	146,12	0,0066	0,96	0,48	3,36		3,36
	10_11	387,37	0,0066	2,55	1,28			
	2_11	485,07	0,0066	3,2	1,6			
12	12_13	391,71	0,0066	2,58	1,29	2,24		2,24
	12_23	141,17	0,0066	0,93	0,47			
	11_12	146,12	0,0066	0,96	0,48			
13	13_14	196,14	0,0066	1,29	0,65	3,13		3,13
	13_21	362,25	0,0066	2,39	1,19			
	12_13	391,71	0,0066	2,58	1,29			
14	14_15	57,3	0,0066	0,38	0,19	1,86		1,86
	13_14	196,14	0,0066	1,29	0,65			
	3_14	309,63	0,0066	2,04	1,02			
15	15_16	392,33	0,0066	2,59	1,29	3,89		3,89
	15_20	729,09	0,0066	4,81	2,4			
	14_15	57,3	0,0066	0,38	0,19			

Tableau N°V-2 : Calcul des débits en route et nœuds en cas de pointe+incendie(suite)

nœud	N tronçon	Longueur(m)	Qspe(l/s/m)	Qroute(l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qconcentr	Qtotal l/s
16	16_17	416,26	0,0066	2,75	1,37	3,47	0,05	3,52
	15_16	392,33	0,0066	2,59	1,29			
	4_16	243,32	0,0066	1,6	0,8			
17	17_18	29,28	0,0066	0,19	0,1	3,09		3,09
	16_17	416,26	0,0066	2,75	1,37			
	5_17	490,15	0,0066	3,23	1,62			
18	18_19	416,86	0,0066	2,75	1,37	2,95		2,95
	18_48	448,02	0,0066	2,95	1,48			
	17_18	29,28	0,0066	0,19	0,1			
19	19_48	264,06	0,0066	1,74	0,87	2,27		2,27
	19_20	8,09	0,0066	0,05	0,03			
	18_19	416,86	0,0066	2,75	1,37			
20	20_21	315,06	0,0066	2,08	1,04	3,47		3,47
	19_20	8,09	0,0066	0,05	0,03			
	15_20	729,09	0,0066	4,81	2,4			
21	21_22	224,07	0,0066	1,48	0,74	2,97		2,97
	20_21	315,06	0,0066	2,08	1,04			
	13_21	362,25	0,0066	2,39	1,19			
22	22_23	278,07	0,0066	1,83	0,92	3,53		3,53
	22_26	566,97	0,0066	3,74	1,87			
	21_22	224,07	0,0066	1,48	0,74			
23	23_24	476,52	0,0066	3,14	1,57	2,95		2,95
	22_23	278,07	0,0066	1,83	0,92			
	12_23	141,17	0,0066	0,93	0,47			
24	24_25	295,69	0,0066	1,95	0,97	3,54		3,54
	23_24	476,52	0,0066	3,14	1,57			
	10_24	301,47	0,0066	1,99	0,99			
25	25_26	22,02	0,0066	0,15	0,07	3,49		3,49
	25_47	740,03	0,0066	4,88	2,44			
	24_25	295,69	0,0066	1,95	0,97			
26	26_27	8,4	0,0066	0,06	0,03	1,97		1,97
	25_26	22,02	0,0066	0,15	0,07			
	22_26	566,97	0,0066	3,74	1,87			
27	27_28	193,09	0,0066	1,27	0,64	1,45		1,45
	27_37	237,7	0,0066	1,57	0,78			
	26_27	8,4	0,0066	0,06	0,03			
28	28_29	175,34	0,0066	1,16	0,58	2,89		2,89
	28_36	508,68	0,0066	3,35	1,68			
	27_28	193,09	0,0066	1,27	0,64			

Tableau N°V-2 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe+incendie(suite)

nœud	N tronçon	Longueur(m)	Qspe(l/s/m)	Qroute(l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qconcentr	Qtotal l/s
29	29_30	418,89	0,0066	2,76	1,38	3,74		3,74
	29_35	539,19	0,0066	3,56	1,78			
	28_29	175,34	0,0066	1,16	0,58			
30	30_31	319,54	0,0066	2,11	1,05	4,08		4,08
	30_32	499,63	0,0066	3,29	1,65			
	29_30	418,89	0,0066	2,76	1,38			
31	31_55	490,84	0,0066	3,24	1,62	2,67		2,67
	30_31	319,54	0,0066	2,11	1,05			
32	32_55	461,07	0,0066	3,04	1,52	3,42		3,42
	32_33	77,17	0,0066	0,51	0,25			
	30_32	499,63	0,0066	3,29	1,65			
33	33_34	56,81	0,0066	0,37	0,19	1,41		1,41
	33_35	294,33	0,0066	1,94	0,97			
	32_33	77,17	0,0066	0,51	0,25			
34	34_50	728,47	0,0066	4,8	2,4	11,54		11,54
	34_51	2715,76	0,0066	17,91	8,95			
	33_34	56,81	0,0066	0,37	0,19			
35	35_36	292,28	0,0066	1,93	0,96	3,71		3,71
	33_35	294,33	0,0066	1,94	0,97			
	29_35	539,19	0,0066	3,56	1,78			
36	36_52	638,95	0,0066	4,21	2,11	4,75	17,36	22,11
	35_36	292,28	0,0066	1,93	0,96			
	28_36	508,68	0,0066	3,35	1,68			
37	37_52	513,16	0,0066	3,38	1,69	2,63		2,63
	37_38	47,33	0,0066	0,31	0,16			
	27_37	237,7	0,0066	1,57	0,78			
38	38_39	741,44	0,0066	4,89	2,44	3,21		3,21
	38_42	183,26	0,0066	1,21	0,6			
	37_38	47,33	0,0066	0,31	0,16			
39	39_40	562,51	0,0066	3,71	1,85	5,69		5,69
	39_53	422,54	0,0066	2,79	1,39			
	38_39	741,44	0,0066	4,89	2,44			
40	40_41	289,39	0,0066	1,91	0,95	4,13		4,13
	40_53	401,39	0,0066	2,65	1,32			
	39_40	562,51	0,0066	3,71	1,85			
41	40_41	289,39	0,0066	1,91	0,95	0,95		0,95
42	42_43	10,53	0,0066	0,07	0,03	1,78		1,78
	42_53	345,95	0,0066	2,28	1,14			
	38_42	183,26	0,0066	1,21	0,6			

Tableau N°V-2 : Calcul des débits en route et nodaux en cas de pointe+incendie (suite)

nœud	N tronçon	Longueur(m)	Qspe(l/s/m)	Qroute(l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qconcentr	Qtotal l/s
43	43_44	605,03	0,0066	3,99	1,99	4,39		4,39
	43_46	717,24	0,0066	4,73	2,36			
	42_43	10,53	0,0066	0,07	0,03			
44	44_45	363,76	0,0066	2,4	1,2	3,19		3,19
	43_44	605,03	0,0066	3,99	1,99			
45	45_46	82,18	0,0066	0,54	0,27	1,97		1,97
	45_54	150,13	0,0066	0,99	0,5			
	44_45	363,76	0,0066	2,4	1,2			
46	46_47	105,35	0,0066	0,69	0,35	2,98		2,98
	45_46	82,18	0,0066	0,54	0,27			
	43_46	717,24	0,0066	4,73	2,36			
47	46_47	105,35	0,0066	0,69	0,35	5,02		5,02
	8_47	483,66	0,0066	3,19	1,59			
	9_47	194,36	0,0066	1,28	0,64			
	25_47	740,03	0,0066	4,88	2,44			
48	18_48	448,02	0,0066	2,95	1,48	2,35		2,35
	19_48	264,06	0,0066	1,74	0,87			
50	34_50	728,47	0,0066	4,8	2,4	2,4	0,1	2,5
51	34_51	2715,76	0,0066	17,91	8,95	8,95	0,18	9,14
52	36_52	638,95	0,0066	4,21	2,11	3,8	1,22	5,01
	37_52	513,16	0,0066	3,38	1,69			
53	39_53	422,54	0,0066	2,79	1,39	3,86		3,86
	40_53	401,39	0,0066	2,65	1,32			
	42_53	345,95	0,0066	2,28	1,14			
54	45_54	150,13	0,0066	0,99	0,5	0,5		0,5
55	32_55	461,07	0,0066	3,04	1,52	3,14		3,14
	31_55	490,84	0,0066	3,24	1,62			

V.4.2- Détermination de diamètres du réseau :

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits répartis préalablement qui sont représentés dans le tableau N° V-1, on peut choisir leurs diamètres correspondants dans **l'annexe I**.

Les résultats des différents diamètres et de débit de notre réseau par la répartition arbitraire sont représentés dans le tableau N°V-3.

Tableau N °V-3 : Différent diamètres et débits

tronçon	débit (l/s)	Diamètre(mm)	tronçon	Débit(l /s)	Diamètre(mm)
1_2	5,35	100	27_37	23,11	150
1_8	10	125	28_29	-20	150
2_3	-6	100	28_36	-4	75
2_11	6,81	100	29_30	-30	200
3_4	-16	150	29_35	6,26	100
3_14	5,3	100	30_31	-40	200
4_5	-24,15	200	30_32	5,92	100
4_16	5,55	100	31_55	39,83	200
5_17	40	200	32_55	-36,69	200
8_9	3	75	32_33	39,19	200
8_47	3,71	75	33_34	23,18	150
9_10	-0,29	50	33_35	14,6	150
9_47	1,2	50	34_50	2,5	75
10_11	-2	50	34_51	9,14	125
10_24	0,63	50	35_36	17,15	150
11_12	1,45	50	36_52	8,04	75
12_13	-2,31	75	37_52	-3,03	75
12_23	1,52	50	37_38	23,51	200
13_14	-7,44	100	38_39	10	125
13_21	2	50	38_42	10,3	125
14_15	4	75	39_40	2,31	75
15_16	-10,94	125	39_53	2	50
15_20	3,05	75	40_41	0,95	50
16_17	-8,91	100	40_53	-2,77	75
17_18	28	200	42_43	5,89	75
18_19	7	100	42_53	4,63	75
18_48	18,05	150	43_44	2	50
19_48	-15,7	150	43_46	1,5	50
19_20	20,43	150	44_45	3,06	50
20_21	20,01	150	45_46	0,59	50
21_22	19,04	150	45_54	0,5	50
22_23	3,51	75	46_47	-2,89	50
22_26	12	125	Res(200)-N6	11	125
23_24	2,07	50	Res(1000)-N6	55	250
24_25	-2,09	50	Res(vourafaa)-N1	16,5	150
25_26	-6,58	100	Res(1500)-N31	82,5	300
25_47	1	50	Res(150)-N44	6,25	100
26_27	3,45	50	N6-N5	66	250
27_28	-21,11	150	Res(150)-N40	2	150

Remarque : Le signe (-) dans la colonne de débit signifie le sens de l'écoulement

V.5-Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY – CROSS »

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

- **1ere loi des nœuds**

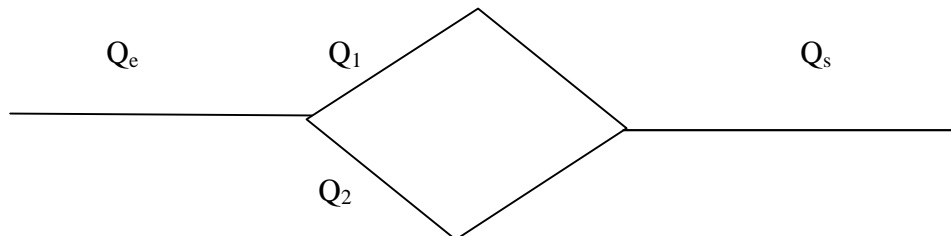


Figure N°V-1:illustration de la loi des nœuds

Avec :

- Q_e : débit entrant.
- Q_s : débit sortant

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

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s$$

- **2eme lois des mailles (2eme lois de KIRCHOFF)**

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

$$\sum \Delta H = 0$$

V.6- calcul du réseau

V.6.1-calcul hydraulique

Après avoir réparti arbitrairement les débits à travers les tronçons, on peut procéder au calcul des débits correctifs, et cela par le logiciel WATERCAD. Ce logiciel de simulation hydraulique sert à gérer les réseaux de distribution d'eau sous pression. Les différents thèmes abordés par cette présentation sont les suivants :

- Configuration d'un Projet ;
- Tracé du Réseau ;
- Saisie des Propriétés des Objets ;
- Sauvegarder et Ouvrir des Projets ;
- Exécution d'une Simulation d'Écoulement Permanent ;
- Exécution d'une Simulation de Longue Durée ;
- Exécution d'une Simulation de la Qualité.

Les résultats de la simulation sont donnés dans les tableaux N° V-4 et V-5 pour le cas de pointe et le cas de pointe +incendie.

Tableau N°V-4 : Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon. (Cas de pointe).

Tronçon	Nœud de départ	Nœud de d'arrivé	Diamètre (mm)	Matériau	débit (L/s)	vitesse (m/s)	Gradient (m/m)	longueur (m)
L-1	1	2	100	PEHD	-14,93	1,9	0,031	250,19
L-2	1	8	150	PEHD	40,38	2,29	0,027	97,13
L-3	2	3	200	PEHD	-29,36	0,93	0,005	641,92
L-4	2	11	75	PEHD	9,89	2,24	0,076	485,07
L-5	3	4	300	PEHD	-44,41	0,63	0,001	472,83
L-6	3	14	75	PEHD	10,36	2,34	0,083	309,63
L-7	4	5	200	PEHD	-69,67	2,22	0,024	71,74
L-8	4	16	100	PEHD	22,66	2,88	0,087	243,32
L-10	8	9	75	PEHD	7,86	1,78	0,049	418,15
L-11	8	47	150	PEHD	29,23	1,65	0,019	483,66
L-12	9	10	100	PEHD	14,37	1,83	0,037	20,63
L-13	9	47	75	PEHD	-8,6	1,95	0,059	194,36
L-14	10	11	100	PEHD	8,08	1,03	0,013	387,37
L-15	10	24	50	PEHD	3,95	2,01	0,1	301,47
L-16	11	12	100	PEHD	14,61	1,86	0,038	146,12
L-17	12	13	75	PEHD	2,95	0,67	0,008	391,71
L-18	12	23	75	PEHD	9,42	2,13	0,069	141,17
L-19	13	14	75	PEHD	-12,53	2,84	0,117	196,14
L-20	13	21	100	PEHD	12,34	1,57	0,028	362,25
L-21	14	15	75	PEHD	-4,03	0,91	0,014	57,3
L-22	15	16	125	PEHD	-15,46	1,26	0,011	392,33
L-23	15	20	75	PEHD	7,54	1,71	0,046	729,09
L-25	17	18	200	PEHD	13,2	0,42	0,001	29,28
L-26	18	19	100	PEHD	3,6	0,46	0,003	416,86
L-27	18	48	200	PEHD	6,66	0,21	0	448,02
L-28	19	48	100	PEHD	-4,31	0,55	0,004	264,06
L-29	19	20	100	PEHD	5,64	0,72	0,007	8,09
L-30	20	21	150	PEHD	9,71	0,55	0,002	315,06
L-31	21	22	150	PEHD	19,08	1,08	0,009	224,07
L-32	22	23	75	PEHD	-4,8	1,09	0,02	278,07
L-33	22	26	125	PEHD	20,36	1,66	0,024	566,97
L-34	23	24	50	PEHD	1,67	0,85	0,02	476,52
L-35	24	25	50	PEHD	2,07	1,06	0,03	295,69
L-36	25	26	50	PEHD	1,82	0,93	0,024	22,02
L-37	25	47	50	PEHD	-3,24	1,65	0,069	740,03
L-39	27	28	125	PEHD	13,41	1,09	0,011	193,09
L-40	27	37	100	PEHD	5,35	0,68	0,006	237,7
L-41	28	29	125	PEHD	6,62	0,54	0,003	175,34
L-42	28	36	75	PEHD	3,9	0,88	0,014	508,68

Tableau N°V-4 : Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon. (Cas de pointe).(suite)

Tronçon	Nœud de départ	Nœud de d'arrivé	Diamètre (mm)	Matériau	débit (L/s)	vitesse (m/s)	Gradient (m/m)	longueur (m)
L-43	29	30	100	PEHD	-3,18	0,4	0,002	418,89
L-44	29	35	100	PEHD	6,06	0,77	0,008	539,19
L-45	30	31	200	PEHD	-13,26	0,42	0,001	319,54
L-46	30	32	100	PEHD	6	0,76	0,007	499,63
L-47	31	55	200	PEHD	29,03	0,92	0,005	490,84
L-48	32	55	200	PEHD	-25,89	0,82	0,004	461,07
L-49	32	33	200	PEHD	28,47	0,91	0,005	77,17
L-50	33	34	150	PEHD	23,18	1,31	0,013	56,81
L-51	33	35	100	PEHD	3,88	0,49	0,003	294,33
L-52	34	50	75	PEHD	2,5	0,57	0,006	728,47
L-53	34	51	125	PEHD	9,14	0,74	0,005	2715,76
L-54	35	36	100	PEHD	6,22	0,79	0,008	292,28
L-55	36	52	75	PEHD	5,01	1,14	0,022	638,95
L-56	37	38	50	PEHD	-0,71	0,36	0,004	513,16
L-57	37	39	100	PEHD	3,42	0,44	0,003	47,33
L-58	38	42	75	PEHD	-0,71	0,16	0,001	741,44
L-59	38	42	100	PEHD	-3,2	0,41	0,002	183,26
L-60	39	40	50	PEHD	-0,37	0,19	0,001	562,51
L-61	39	53	50	PEHD	-1,9	0,97	0,026	422,54
L-62	40	41	50	PEHD	0,95	0,49	0,007	289,39
L-63	40	53	75	PEHD	-5,46	1,24	0,025	401,39
L-65	42	53	75	PEHD	-5,27	1,19	0,024	345,95
L-66	43	44	50	PEHD	-1,64	0,84	0,02	605,03
L-67	43	46	50	PEHD	-3,17	1,61	0,066	717,24
L-68	44	45	50	PEHD	-3,76	1,91	0,091	363,76
L-69	45	46	75	PEHD	-6,22	1,41	0,032	82,18
L-70	45	54	50	PEHD	0,5	0,25	0,002	150,13
L-71	46	47	100	PEHD	-12,37	1,58	0,028	105,35
L-72	T-1	6	125	PEHD	33,42	2,72	0,06	848,33
L-73	T-2	6	250	PEHD	50,7	1,03	0,004	138,76
L-75	T-4	31	300	PEHD	44,96	0,64	0,001	575,14
L-76	T-5	44	75	PEHD	1,08	0,24	0,001	42,37
L-74	1	T-3	200	PEHD	-26,59	0,85	0,004	70,9
L-78	T-5	53	150	PEHD	16,48	0,93	0,007	567,9
L-79	5	BC -5	200	PEHD	12,61	0,4	0,001	56,49
L-80	BC -5	17	200	PEHD	12,61	0,4	0,001	433,66

Tableau N°V-4 : Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon. (Cas de pointe).(suite)

Tronçon	Nœud de départ	Nœud de d'arrivé	Diamètre (mm)	Matériau	débit (L/s)	vitesse (m/s)	Gradient (m/m)	longueur (m)
L-38	26	27	150	PEHD	20,21	1,14	0,01	8,34
L-64	43	42	50	PEHD	0,42	0,21	0,002	10,53
P-103	17	16	50	PEHD	-3,68	1,88	0,088	416,28
P-105	6	BC-6	250	PEHD	84,13	1,71	0,011	474,93
L-106	BC -6	5	250	PEHD	84,13	1,71	0,011	101,07

Remarque : BC-5 et BC-6 désigne des brise de charge.

T désigne des réservoirs d'eau.

Tableau N° V.5 Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon. (Cas de pointe+incendie).

tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Diamètre (mm)	Matériau	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Gradient (m/m)	Longueur (m)
L-1	1	2	100	PEHD	-14,88	1,9	0,031	250,19
L-2	1	8	150	PEHD	40,67	2,3	0,027	97,13
L-3	2	3	200	PEHD	-29,38	0,94	0,005	641,92
L-4	2	11	75	PEHD	9,95	2,25	0,077	485,07
L-5	3	4	300	PEHD	-44,48	0,63	0,001	472,83
L-6	3	14	75	PEHD	10,4	2,36	0,083	309,63
L-7	4	5	200	PEHD	-69,82	2,22	0,024	71,74
L-8	4	16	100	PEHD	22,74	2,9	0,087	243,32
L-10	8	9	75	PEHD	7,93	1,8	0,05	418,15
L-11	8	47	150	PEHD	29,45	1,67	0,02	483,66
L-12	9	10	100	PEHD	14,54	1,85	0,038	20,63
L-13	9	47	75	PEHD	-8,7	1,97	0,06	194,36
L-14	10	11	100	PEHD	8,17	1,04	0,013	387,37
L-15	10	24	50	PEHD	4,04	2,06	0,104	301,47
L-16	11	12	100	PEHD	14,76	1,88	0,039	146,12
L-17	12	13	75	PEHD	2,95	0,67	0,008	391,71
L-18	12	23	75	PEHD	9,58	2,17	0,071	141,17
L-19	13	14	75	PEHD	-12,63	2,86	0,119	196,14
L-20	13	21	100	PEHD	12,44	1,58	0,029	362,25
L-21	14	15	75	PEHD	-4,08	0,92	0,015	57,3
L-22	15	16	125	PEHD	-15,55	1,27	0,011	392,33
L-23	15	20	75	PEHD	7,58	1,72	0,046	729,09
L-25	17	18	200	PEHD	14,71	0,47	0,001	29,28
L-26	18	19	100	PEHD	4,27	0,54	0,004	416,86
L-27	18	48	200	PEHD	7,49	0,24	0	448,02
L-28	19	48	100	PEHD	-5,15	0,66	0,006	264,06

Tableau N° V.5 Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon. (Cas de pointe+incendie).(suite)

tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Gradient (m/m)	Longueur (m)
L-29	19	20	100	PEHD	7,14	0,91	0,01	8,09
L-30	20	21	150	PEHD	11,25	0,64	0,003	315,06
L-31	21	22	150	PEHD	20,72	1,17	0,01	224,07
L-32	22	23	75	PEHD	-4,88	1,1	0,02	278,07
L-33	22	26	125	PEHD	22,08	1,8	0,028	566,97
L-34	23	24	50	PEHD	1,74	0,89	0,022	476,52
L-35	24	25	50	PEHD	2,24	1,14	0,035	295,69
L-36	25	26	50	PEHD	2,09	1,07	0,031	22,02
L-37	25	47	50	PEHD	-3,34	1,7	0,073	740,03
L-39	27	28	125	PEHD	16,24	1,32	0,016	193,09
L-40	27	37	100	PEHD	4,51	0,57	0,004	237,7
L-41	28	29	125	PEHD	7,56	0,62	0,004	175,34
L-42	28	36	75	PEHD	5,79	1,31	0,028	508,68
L-43	29	30	100	PEHD	-7,28	0,93	0,011	418,89
L-44	29	35	100	PEHD	11,1	1,41	0,023	539,19
L-45	30	31	200	PEHD	-19,09	0,61	0,002	319,54
L-46	30	32	100	PEHD	7,73	0,98	0,012	499,63
L-47	31	55	200	PEHD	37,36	1,19	0,007	490,84
L-48	32	55	200	PEHD	-34,22	1,09	0,006	461,07
L-49	32	33	200	PEHD	38,53	1,23	0,008	77,17
L-50	33	34	150	PEHD	23,18	1,31	0,013	56,81
L-51	33	35	100	PEHD	13,94	1,77	0,035	294,33
L-52	34	50	75	PEHD	2,5	0,57	0,006	728,47
L-53	34	51	125	PEHD	9,14	0,74	0,005	2 715,76
L-54	35	36	100	PEHD	4,33	0,55	0,004	292,28
L-55	36	52	75	PEHD	5,01	1,14	0,022	638,95
L-56	37	38	50	PEHD	-1	0,51	0,008	513,16
L-57	37	39	100	PEHD	2,88	0,37	0,002	47,33
L-58	38	42	75	PEHD	-0,76	0,17	0,001	741,44
L-59	38	42	100	PEHD	-3,45	0,44	0,003	183,26
L-60	39	40	50	PEHD	-0,68	0,35	0,004	562,51
L-61	39	53	50	PEHD	-2,13	1,08	0,032	422,54
L-62	40	41	50	PEHD	0,95	0,49	0,007	289,39
L-63	40	53	75	PEHD	-5,77	1,31	0,028	401,39
L-65	42	53	75	PEHD	-5,48	1,24	0,025	345,95
L-66	43	44	50	PEHD	-1,71	0,87	0,021	605,03
L-67	43	46	50	PEHD	-3,2	1,63	0,067	717,24

Tableau N° V.5 Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon. (Cas de pointe+incendie).(suite)

tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Gradient (m/m)	Longueur (m)
L-68	44	45	50	PEHD	-3,75	1,91	0,091	363,76
L-69	45	46	75	PEHD	-6,21	1,41	0,032	82,18
L-70	45	54	50	PEHD	0,5	0,25	0,002	150,13
L-71	46	47	100	PEHD	-12,39	1,58	0,028	105,35
L-72	T-1	6	125	PEHD	33,43	2,72	0,06	848,33
L-73	T-2	6	250	PEHD	52,31	1,07	0,005	138,76
L-75	T-4	31	300	PEHD	59,13	0,84	0,002	575,14
L-76	T-5	44	75	PEHD	1,16	0,26	0,001	42,37
L-74	1	T-3	200	PEHD	-26,94	0,86	0,004	70,9
L-78	T-5	53	150	PEHD	17,23	0,98	0,007	567,9
L-79	5	BC -5	200	PEHD	14,12	0,45	0,001	56,49
L-80	BC -5	17	200	PEHD	14,12	0,45	0,001	433,66
L-38	26	27	150	PEHD	22,2	1,26	0,012	8,34
L-64	43	42	50	PEHD	0,51	0,26	0,002	10,53
P-103	17	16	50	PEHD	-3,68	1,87	0,087	416,28
P-105	6	BC -6	250	PEHD	85,75	1,75	0,012	474,93
L-106	BC -6	5	250	PEHD	85,79	1,75	0,012	101,07

Le signe de (-) dans la colonne des débits signifie le sens de écoulement

V.6.2-Calcul des pressions au sol

Le réseau doit assurer une pression minimale en tous ses points de façon à ce que l'habitation la plus éloignée doit être servit

Connaissant les cotes des différentes nœuds du réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions au sol, telle que :

$PS_i = CP_i - CT_i$ Avec

- PS_i = Pression au sol au point (i) ;
- CP_i = Cote piézométrique au point (i) ;
- CT_i = Cote terrain naturel au point (i) ;

Les résultats de pressions au sol pour les différents cas (pointe et pointe +incendie) sont notées dans les tableaux N° V-6 et V-7

Tableau N°V-6: Calcul des pressions au sol et cotes piézométrique des nœuds (Cas de pointe)

Nœud	Elévation (m)	Pression (m)	Cote piézométrique (m)
1	231,23	14,5	245,73
2	238,08	15,3	253,38
3	235,27	21,2	256,47
4	242,45	14,7	257,15
5	241,32	17,5	258,82
6	314,87	31,4	346,27
8	213,51	29,5	243,01
9	173,98	48,3	222,28
10	173,26	48,3	221,56
11	169,84	46,7	216,54
12	162,4	48,5	210,9
13	164,71	43,1	207,81
14	181,94	48,9	230,84
15	182,64	49	231,64
16	204,45	31,6	236,05
17	178,35	21,2	199,55
18	178,93	20,6	199,53
19	152,25	46	198,25
20	152,28	45,9	198,18
21	152,7	44,9	197,6
22	152,87	42,8	195,67
23	158,2	43	201,2
24	165,28	26,3	191,58
25	160,87	21,7	182,57
26	160,77	21,3	182,07
27	160,41	21,6	182,01
28	157,58	22,3	179,88
29	154,99	24,3	179,29
30	152,36	27,9	180,26
31	152,19	28,4	180,59
32	140,27	36,3	176,57
33	140,03	36,2	176,23
34	138,64	36,9	175,54
35	142,15	33,1	175,25
36	143,35	29,6	172,95
37	158,94	21,6	180,54
38	156,32	26,4	182,72
39	149,01	31,4	180,41
40	162,44	18,7	181,14

Tableau N°V-6: Calcul des pressions au sol et cotes piézométrique des nœuds (Cas de pointe) (suite)

Nœud	Elévation (m)	Pression (m)	Cote piézométrique (m)
41	166,26	12,8	179,06
42	160,75	22,4	183,15
43	160,77	22,4	183,17
44	186,93	8,1	195,03
45	174,85	53,2	228,05
46	171,76	58,9	230,66
47	169,07	64,6	233,67
48	149,24	50,1	199,34
50	137,8	33,4	171,2
51	116,91	43,8	160,71
52	145,22	14	159,22
53	161,94	29,3	191,24
54	178,6	49,1	227,7
55	140,01	38,3	178,31

Tableau N°V-7: Calcul des pressions au sol et cotes piézométrique des nœuds (Cas de pointe +incendie)

Nœud	Elévation (m)	Pression (m)	Cote piézométrique (m)
1	231,23	14,5	245,73
2	238,08	15,2	253,28
3	235,27	21,1	256,37
4	242,45	14,6	257,05
5	241,32	17,5	258,82
6	314,87	31,4	346,27
8	213,51	29,5	243,01
9	173,98	47,9	221,88
10	173,26	47,8	221,06
11	169,84	46,2	216,04
12	162,4	47,9	210,3
13	164,71	42,5	207,21
14	181,94	48,6	230,54
15	182,64	48,7	231,34
16	204,45	31,4	235,85
17	178,35	21,1	199,45
18	178,93	20,5	199,43
19	152,25	45,4	197,65
20	152,28	45,3	197,58
21	152,7	44,1	196,8
22	152,87	41,7	194,57
23	158,2	42	200,2

Tableau N°V-7: Calcul des pressions au sol et cotes piézométrique des nœuds (Cas de pointe +incendie) (suite)

Nœud	Elévation (m)	Pression (m)	Cote piézométrique (m)
24	165,28	24,5	189,78
25	160,87	18,6	179,47
26	160,77	18	178,77
27	160,41	18,3	178,71
28	157,58	18,1	175,68
29	154,99	20	174,99
30	152,36	27	179,36
31	152,19	27,9	180,09
32	140,27	33,2	173,47
33	140,03	32,8	172,83
34	138,64	33,5	172,14
35	142,15	20,4	162,55
36	143,35	18	161,35
37	158,94	18,7	177,64
38	156,32	25,4	181,72
39	149,01	28,5	177,51
40	162,44	17,3	179,74
41	166,26	11,4	177,66
42	160,75	21,4	182,15
43	160,77	21,4	182,17
44	186,93	8,1	195,03
45	174,85	53	227,85
46	171,76	58,7	230,46
47	169,07	64,4	233,47
48	149,24	49,9	199,14
50	137,8	30	167,8
51	116,91	40,5	157,41
52	145,22	2,4	147,62
53	161,94	29	190,94
54	178,6	49	227,6
55	140,01	36,4	176,41

Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait un dimensionnement de notre réseau, dans le but de faciliter, et assurer la bonne gestion. Qui permettent aussi de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité de la distribution.

CHAPITRE VI

ADDUCTION

Introduction

L'adduction est le transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, ...) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution, se fait à l'aide de canalisations soit par pompage ou gravitaire. En général elle ne comporte aucun piquage.

VI.1-Choix du tracé [3]

Lors du choix du tracé, il faut prendre certaines précautions et respecter certains impératifs dont :

- Tracé le profil en long aussi régulier que la topographie nous le permet.
- Choisir le chemin le plus court.
- Eviter au maximum les obstacles (traversée d'oueds)
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

VI.2-choix des types de conduites

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de Diamètre.

- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installation ;
- Le revêtement ;
- La disponibilité dans le marche;
- Du prix unitaire,

Les frais d'amortissement de la conduite augmentent dans le même sens que son diamètre.

VI.3-Détermination des diamètres économiques [4]

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (pompage), ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules

- La formule de BONIN : $Dec = \sqrt{Q}$ (VI-1)
- La formule de BRESSE : $Dec = 1,5 \sqrt{Q}$ (VI-2)
- La formule de vibert :

$$Dec = 1,547(e/f)^{0,154} * Q^{0,46} \text{ (pompage continue)} \quad (VI-3)$$

$$Dec = 1,35(e/f)^{0,154} * Q^{0,46} \text{ (pompage 10/24)} \quad (VI-4)$$

e- prix du KWh

f - prix du Kg de l'acier.

- la formule de Munier : $Dec = (1+0.02n) . Q$ (VI-5)

Avec

Déc : Diamètre économique en m ;

Q : Débit t transi tant dans la conduite en m³/s.

N : nombre d'heures de pompage.

L'utilisation simultanée de ces relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux. Pour ce travail en a utilisée la formule de BONNIN qui nous donne un diamètre optimal.

VI.4- Calcul des pertes de charge

VI.4.1- pertes de charge linéaires

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

- diamètre D de la conduite en (m);
- débit Q en (m³/s);
- la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{VI-6})$$

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

ΔH_l : pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{VI-7})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{VI-8})$$

R_e: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{VI-9})$$

ν : viscosité cinématique de l'eau a des conditions ces dessous

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{VI-10})$$

D'où :

K₀: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT » «voir Annexe II »

$\alpha = 0,04$ mm/an

T: temps de service, T=30 ans.

Alors, K_s = 0,8 + 0,04 * 30 = 2mm.

VI.4.2- Pertes de charge singulières

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

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{VI-11})$$

VI.4.3- Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{VI-12})$$

VI-5- Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{VI-13})$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m)

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

VI-5.1- Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{VI-14})$$

η : rendement de la pompe en (%) (n=70 à 80%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

VI-5.2- Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{VI-15})$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

VI-5.3- Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{VI-16})$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONEGAS.(e=4,67DA)

VI-5.4- Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (\text{VI-17})$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{VI-18})$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,08882 = 88,82 \%$$

VI.6- calcul des diamètres économiques

VI.6.1-Adduction du forage W3-4ahrik vers A1

Débit $Q=10$ l/s la longueur du tronçon $L=347,08$ m

$D = \sqrt{Q} = 100$ mm $DN=100$ mm

$H_g = (181,57-136.67)+110=154.9$ m.

VI.6.2-Adduction du forage W3-4 vers A1

Débit $Q=6$ l/s la longueur du tronçon $L=125,8$ m

$D = \sqrt{Q} = 77,45$ mm $DN=100$ mm

$H_g = (181.57-141)+55=95.57$ m.

VI.6.3-Adduction de A1 vers F1

Débit $Q=16$ l/s la longueur du tronçon $L=2063,69$ m

$D = \sqrt{Q} = 126,49$ mm $DN = ??$ mm

$H_g = 145,77-140,06=5,71$ m.

A) la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique est représentée dans le tableau VI-1

Tableau N°VI-1 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
125	1,304	163057,3248	0,04257941	0,02954277	2063,69	70,112	75,82
150	0,906	135881,104	0,039952304	0,011140051	2063,69	26,438	32,15
175	0,666	116469,5177	0,037916263	0,004891442	2063,69	11,609	17,32

B) Frais d'amortissement :

Calcul des frais d'amortissement du tronçon

Tableau N°VI-2 : Frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
125	1162	2063,69	239800,78
150	1275	2063,69	263120,48
175	1325	2063,69	273438,93

C) Frais d'exploitation

Tableau VI-3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
125	14,513	105948,38	494778,92
150	6,154	44921,34	209782,65
175	3,315	24199,72	113012,70

D) Bilan

Tableau VI-4: Bilan du tronçon

Diamètre mm	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
125	494778,92	239800,78	734579,70
150	209782,65	263120,48	472903,12
175	113012,70	273438,93	386451,62

D'après le calcul on peut constater que le diamètre économique est 175mm parce qu'il nous donne le cout d'investissement le plus économique

VI.6.4-Adduction du forage UVA bis Chikhoune vers F1:

Débit Q=25l/s la longueur du tronçon L=852,08m

$$D = \sqrt{Q} = 158,11\text{mm} \quad \text{DN} = 200\text{mm}$$

$$H_g = (181.57 - 131.37) + 63 = 113 \text{ m.}$$

VI.6.5-Adduction de F1 vers le réservoir 1500m³:

Debit Q=41 l/s la longueur du tronçon L=650.33m

$$D = \sqrt{Q} = 0.202\text{mm} \quad \text{DN} = ??$$

$$H_g = 181.57 - 140.06 = 41.51\text{m}$$

A) la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique est représentée dans le tableau VI-5

Tableau N°VI-5 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH _t (m)	HMT (m)
175	1,705	298453,1392	0,037916263	0,032119197	650,33	24,021	65,53
200	1,306	261146,4968	0,036275786	0,015761453	650,33	11,788	53,30
250	0,836	208917,1975	0,033762613	0,004806903	650,33	3,595	45,10

B) Frais d'amortissement :

Calcul des frais d'amortissement du tronçon

Tableau N°VI-6 : Frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
175	1325	650,33	86168,73
200	1500	650,33	97549,50
250	1784	650,33	116018,87

C) Frais d'exploitation

Tableau VI-7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
175	32,143	234644,61	1095790,33
200	26,143	190840,29	891224,17
250	22,124	161505,16	754229,11

D) Bilan

Tableau VI-8: Bilan du tronçon

Diamètre mm	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
175	1095790,33	86168,73	1181959,05
200	891224,17	97549,50	988773,67
250	754229,11	116018,87	870247,98

D'après le calcul on peut constater que le diamètre économique est 250mm parce qu'il nous donne le cout d'investissement le plus économique

VI.6.6-Adduction du réservoir 1500m³vers celui de 1000m³

Avant d'entamer ce calcul, il faut connaitre le débit que déverse le réservoir de 1500m³ dans le réseau, c'est pour ce cas la que le logiciels WATERCAD nous a donné le débit moyen journalier qui débite de ce réservoir (Q=26.51 l/s) donc le débit qui sera refoulé dans le réservoir de 1000m³ est égal a : 115.55-26.51=89.04 l/s

Débit Q=89.04 l/s la longueur du tronçon L=886.27m

Cette conduite existe déjà avec un diamètre de 400mm donc on va seulement vérifier la vitesse avec ce nouveau débit

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.08904}{\pi * 0.4^2} = 0.71 \text{ m/s}$$

D'après la valeur trouvée la vitesse est admissible donc on peut garder cette conduite.

VI.6.7-Adduction du réservoir Didoune (SR1 200m)³vers celui de Didoune (SR2 200m³) par refoulement.

Debit Q= 39.04 l/s la longueur du tronçon L=526.05m

$$D = \sqrt{Q} = 0.197 \text{ mm} \quad \text{DN} = ??$$

$$Hg = 401 - 271.74 = 129.26 \text{ m}$$

A) la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique est représentée dans le tableau VI-9

Tableau N°VI-9 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH _t (m)	HMT (m)
175	1,622	283894,4495	0,037916263	0,029062045	526,05	17,581	146,84
200	1,242	248407,6433	0,036275786	0,014261255	526,05	8,627	137,89
250	0,795	198726,1146	0,033762613	0,004349375	526,05	2,631	131,89

B) Frais d'amortissement :

Calcul des frais d'amortissement du tronçon

Tableau N°VI-10 : Frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
175	1325	526,05	69701,63
200	1500	526,05	78907,50
250	1784	526,05	93847,32

C) Frais d'exploitation

Tableau VI-11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
175	68,512	500139,15	2335649,82
200	64,335	469642,48	2193230,38
250	61,537	449219,29	2097854,10

D) Bilan

Tableau VI-12: Bilan du tronçon

Diamètre mm	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
175	2335649,82	69701,63	2405351,44
200	2193230,38	78907,50	2272137,88
250	2097854,10	93847,32	2191701,42

D'après le calcul on peut constater que le diamètre économique est 250mm parce qu'il nous donne le cout d'investissement le plus économique

VI.7-Dimensionnement des conduites Gravitaires :

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquée (conditionné par la pente, pesanteur). Dans le cas d'une canalisation gravitaire ; la source d'eau doit se situer à une côte supérieure à celle du réservoir d'accueil.

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

$$\Delta H_f = \frac{K^* L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \tag{VI-19}$$

VI.7.1-Adduction du réservoir 1000m³ au point de piquage des 2 réservoirs

Du réservoir de 1000m³ jusqu'à au point de piquage la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 2132.5m

Le réservoir de 1000m³ a une cote de radier C_R=346.2m et le point de piquage a une cote de 231.16m

VI. 7.1.1-Calcul des pertes de charge

$$\Delta H = C_R - C_P$$

$$\Delta H = 346.2 - 231.16 = 115.04 \text{ m}$$

VI. 7.1.2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction

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

K : coefficient de perte de charge = 0.00179

Q : débit journalier qui est de 0.024 m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 2132.5mètres

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ($\beta=2$)

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=5.2)

Donc le diamètre

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{K * L * Q^2}{\Delta H}}$$

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{0.00179 * 2132.5 * 0.024^2}{115.04}} = 0.123 \text{ m}$$

D_C=123mm

D'où D_N=125mm avec une vitesse V=1.95m/s qui est un peu élevé

On prend donc D_N=200mm avec une vitesse de 0.76m/s

VI. 7.1.3-Détermination de la nouvelle charge au point de piquage

$$\Delta H = \frac{0.00179 * 2132.5 * 0.024^2}{0.2^{5.2}} = 9.48 \text{ m}$$

Avec C_p-P_{PI} : cote piézométrique de point de piquage

C_R: cote de radier du réservoir 1000m³

$$C_p - P_{PI} = C_R - \Delta H$$

$$= 346.2 - 9.48 = 336.72 \text{ m}$$

VI. 7.2-Adduction du point de piquage au réservoir Vourafaa(500m³)

La conduite à dimensionner a une longueur 104.26m

Le réservoir de Vourafaa a une cote de trop plein de C_{TP}=250.5m

La cote piézométrique du point de piquage C_p-P_{PI}=336.72m

VI. 7.2.1-Calcul des pertes de charge

$$\Delta H = C_p - P_{pi} - C_{TP}$$

$$\Delta H = 336.72 - 250.5 = 86.22 \text{ m}$$

VI. 7.2.2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction

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

K : coefficient de perte de charge = 0.00179

Q : débit journalier qui est de 0.012 m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 104.26mètres

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ($\beta=2$)

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=5.2)

Donc le diamètre

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{K * L * Q^2}{\Delta H}}$$

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{0.00179 * 104.26 * 0.012^2}{86.22}} = 0.056 \text{ m}$$

D_C=56mm

D'où D_N=100mm avec une vitesse V=1.52m/s

VI. 7.3-Adduction du point de piquage au réservoir Sellouana(150m³)

La conduite à dimensionner a une longueur 1444.24

Le réservoir de Sellouana a une cote de trop plein de C_{TP}=197m

La cote piézométrique du point de piquage C_p-P_{PI}=336.72m

VI.7.3.1-Calcul des pertes de charge

$$\Delta H = C_p - P_{pi} - C_{TP}$$

$$\Delta H = 336.72 - 197 = 139.72 \text{ m}$$

VI. 7.3.2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction

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

K : coefficient de perte de charge = 0.00179

Q : débit journalier qui est de 0.012 m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 1444.24mètres

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ($\beta=2$)

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=5.2)

Donc le diamètre

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{K * L * Q^2}{\Delta H}}$$

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{0.00179 * 1444.24 * 0.012^2}{139.72}} = 0.084 \text{ m}$$

D_C=84mm

D'où D_N=125mm avec une vitesse V=0.97m/s

VI. 7.4-Adduction du réservoir 1000m³ au réservoir Didoune (SR1=200m³)

Du réservoir de 1000m³ jusqu'à au réservoir de Didoune la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 789.32m

Le réservoir de 1000m³ a une cote de radier C_R=346.2m et le réservoir Didoune a une cote de trop-plein 274m

VI. 7.4.1-Calcul des pertes de charge

$$\Delta H = C_R - C_P$$

$$\Delta H = 346.2 - 274 = 72.2 \text{ m}$$

VI. 7.4.2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction

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

K : coefficient de perte de charge = 0.00179

Q : débit journalier qui est de 0.03304m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 789.32 mètres

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ($\beta=2$)

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=5.2)

Donc le diamètre

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{K * L * Q^2}{\Delta H}}$$

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{0.00179 * 789.32 * 0.03304^2}{72.2}} = 0.126 \text{ m}$$

D_C=126mm

D'où D_N=200mm avec une vitesse V=1.05m/s

VI .8-Choix des pompes

Les critères du choix du type de pompe sont comme suit :

- Assurer Q et Hmt ;
- Avoir le meilleur rendement possible ;
- Vitesse de rotation élevée ;
- Puissance absorbée minimum

On utilisera les pompes immergées de marque CAPRARI dans nos forages elles sont représenté dans le tableau VI-13

Tableau VI-13: Caractéristique des pompes choisies

Forage	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
W3-4ahrik	36	170	E8R35	74.6	2900	13	24.7	3.81	188
W3-4	21.6	99	E6S55	68.1	2900	8	11.4	3.97	140
UVA bis Chikhouné	90	124	E9S55	78.7	2900	6	45.7	4.77	188

Pour le refoulement de la station de pompage au réservoir de 1000m³ les pompes utilisées ont les caractéristiques suivantes :

- Pompe choisie : PM 150
- Diamètre de refoulement : dr=150mm
- Nombre de tours N = 2900tr/min
- Rendement $\eta = 79.5\%$
- Puissance absorbée P_{abs} = 165KW
- NPSH requis (NPSH) r = 2.74m
- Nombre d'étage n=6etage

Pour le refoulement de la station de reprise Didoune au réservoir de 200m³ les pompes utilisées ont les caractéristiques suivantes :

- Pompe choisie : Pm 150
- Diamètre de refoulement : dr= 100mm
- Nombre de tours N =2900 tr/min
- Rendement $\eta = 77.2\%$
- Puissance absorbée P_{abs} = 69.1%
- NPSH requis (NPSH) r = 4.72m
- Nombre d'étages=2 etage

Conclusion

D'après notre étude nous avons abouti à des adductions de conduite de diamètres allant du 100 mm à 400 mm qui permettent de véhiculer les débits des différents forages jusqu'au réservoir de stockage.

CHAPITRE VII
POSE DE CANALISATION

Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose

Dans la plupart des réseaux, on distingue la pose en terre, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière.

VII.1-Pose de canalisation**VII.1.1-Principe de pose de canalisation**

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri de gel, compte tenu des conditions climatiques, et ne subisse pas l'action trop directe des charges roulantes. La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, les matériaux constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose.

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- La masse d'eau ;
- La masse du remblai ;
- Des charges roulantes quand elles existent.

VII.1.2-Exécution des travaux de pose des canalisations**VII.1.2.1-Excavation des tranchées**

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

1) Profondeur de la tranchée (H_{tr})

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiquée au profil en long, en générale la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D+h+e \quad (m) \quad (VII.1)$$

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h : Hauteur de la génératrice supérieure de conduite à la surface du sol, elle est variée entre 80 et 120cm.

e : Epaisseur du lit de pose ($e = 0,2$ m).

2) Largeur de la tranchée (b)

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les

conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque coté de la conduite.

Avec: $b = D + 0,6$ (m) (VII.2)

b : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

3) Choix du coefficient du talus (m)

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

Tableau VII.1: Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
Limono-sableux	m=0,25	m=0,67
Limono-argileux	m=0	m=0,5

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

4) Section de la tranchée (S_{tr})

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$S_{tr} = H_{tr} \times b$ (m²) (VII.3)

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

b : Largeur du fond de la tranchée (m).

VII.1.2.2-Aménagement du lit de sable

Le lit de pose à pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivant :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

VII.1.2.3-Mise en place de la canalisation

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- 1) Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- 2) Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- 3) Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.

- 4) Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- 5) Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc

VII.1.2.4-Remblaiement de la tranchée

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de damage ($<0,3\text{m}$), en tenant compte de la nature du remblai, afin de garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devront subir aucun dommage.

Pour cette raison, l'utilisation d'engins de compactage moyens ou lourds n'est admissible qu'à partir d'une hauteur de couverture de 1m. Par ailleurs dans le cas de faible couverture des tuyaux, la circulation des véhicules ainsi que le stockage des déblais des tranchées sont interdits sur le tracé de la canalisation.

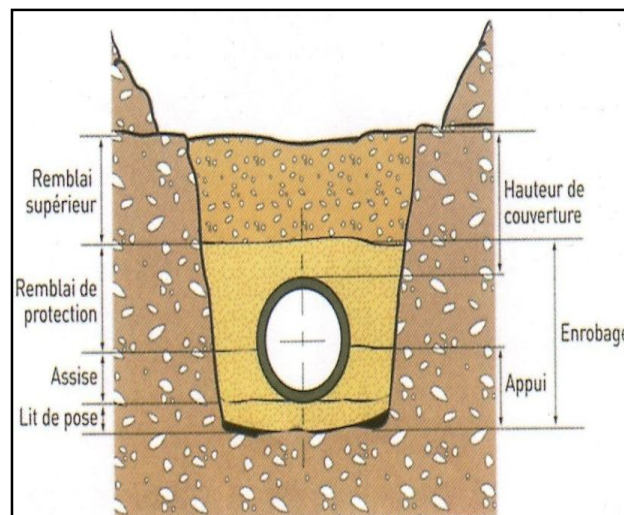


Figure VII.1 : Pose de canalisation

VII.2-Pose de canalisations dans un mauvais terrain

Lorsque la conduite traverse des terrains de mauvaise qualité, on prévoit quelques solutions :

1) Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VII-2).

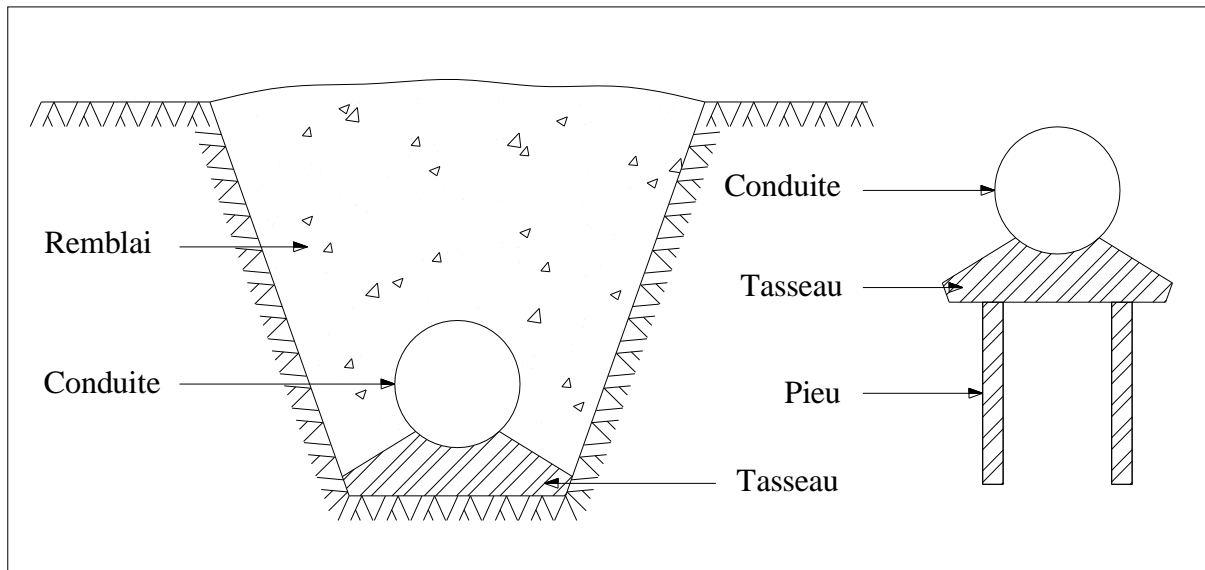


Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

2) Cas d'un terrain mouillé

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite) couvert d'un lit de gravier de gros calibre, par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation.

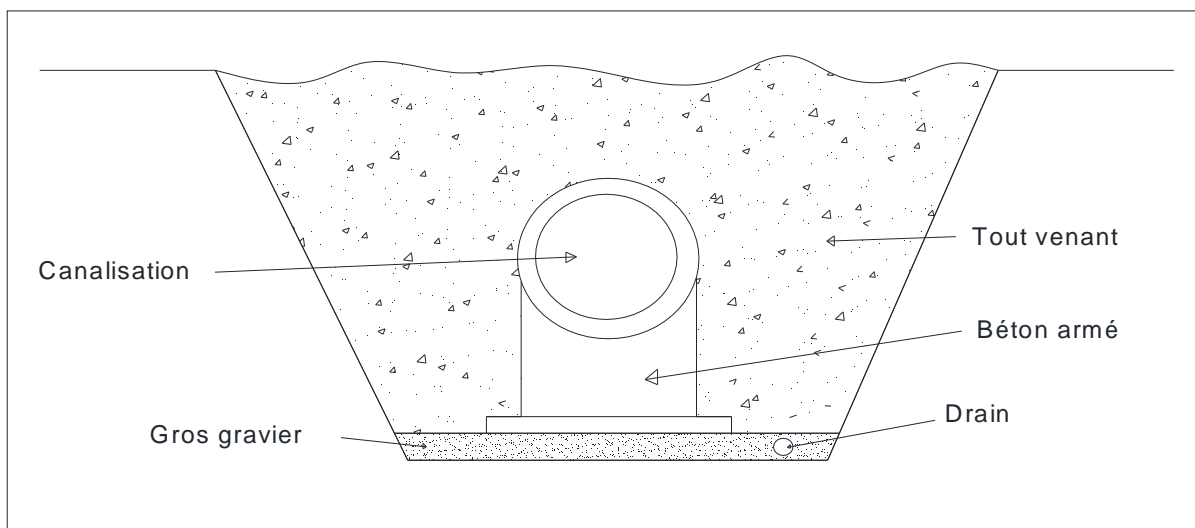


Figure VII.3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

VII .2.1-Pose de canalisation en galerie [3]

La pose des conduites en galerie présente un double avantage, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi que l'ouverture de la chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou les agglomérations disposent déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de par et d'autre de la route (figure VII-4).

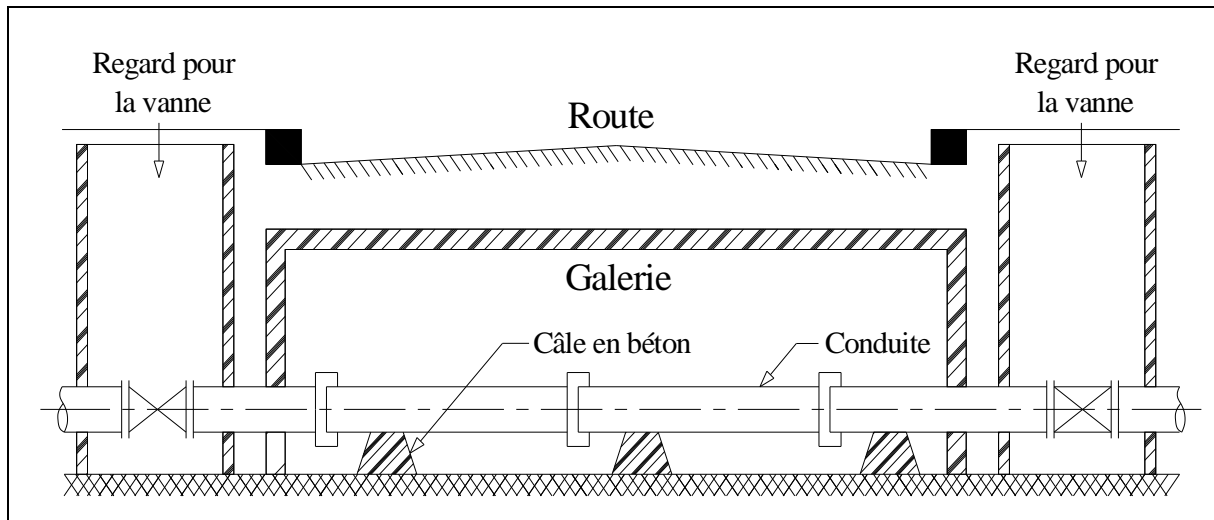


Figure VII.4 : Pose de canalisation en galerie

VII.2.2-Pose de canalisation en pente

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l'ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s'impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d'espacer les massifs d'ancrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.

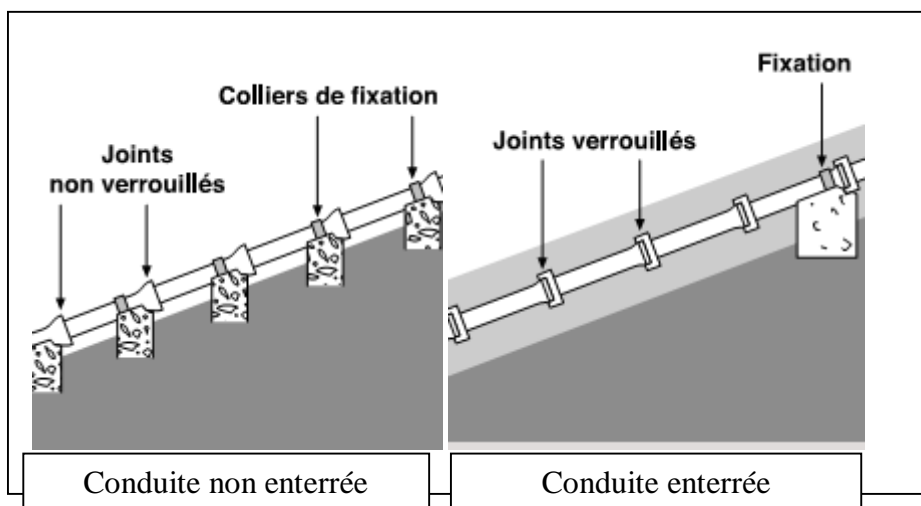


Figure VII.5: Pose de canalisation en pente

VII .2.3-Cas d'amarrage et de butée d'un coude

Il arrive souvent sur les conduites en acier ou sur les conduites en béton armé avec âme en tôle soudée aux joints tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement du joint

dans les parties soudées, parties coniques et branchements. On construit alors des massifs en béton qui par leur poids s'opposent à ce déboîtement, ces massifs parfois armés sont nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou à brides, si l'intensité des efforts en jeu l'exige pour raison de sécurité, il n'est pas tenu compte de la butée des terres (à moins que l'on se trouve dans la roche compacte).

VII.2.4-Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

Pour qu'il n'y est plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit l'encrage en fonction des contraintes, et en cas d'insuffisance de couverture et risque d'affouillement, un ancrage avec des plots en béton ou si nécessaire, un ancrage béton.

Les tronçons immergés doivent être convenablement dimensionnés à vide pour éviter leur soulèvement par l'eau. Dans certains cas on prévoit des contres poids disposés sur la génératrice supérieure de la conduite pour la maintenir au contact du fond. IL est conseillé la protection du tuyau fonte par une manche polyéthylène.

En aval du passage nous préconisons un seuil de fond transversal en gabion, fondé assez profond pour stabiliser le lit de l'oued contre le sapement de courant et des crues.

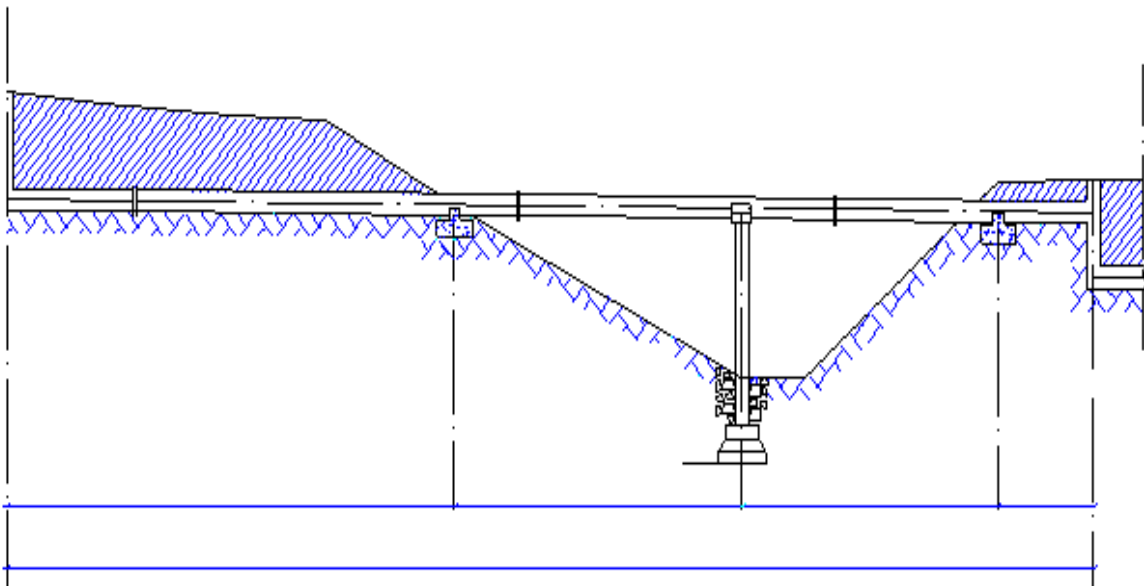


Figure VII.6: Traversée d'un Oued

VII.3-Accessoires

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

VII.3.1-Les robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique. On distingue plusieurs types de robinet vanne :

VII.3.1.1-Robinet vannes papillon

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure VII.7: Robinet vanne papillon

VII.3.1.2-Robinet vanne à opercule métallique

Les robinets vannes à opercule métallique sont conçus pour l'équipement des :

- Réseaux d'adduction et de distribution d'eau.
- Réseaux d'irrigation.
- Réseaux de protection incendie.
- Centrales thermiques.



Figure VII.8: Robinet vanne à opercule

VII.3.2-Ventouses

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Ces variations de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente. Car ces changements entraînent l'emplacement des vidanges aux points bas et des purges d'air aux points haut.

La ventouse est actionnée par la simple présence d'air. Elle fonctionne un peu comme un tuba d'enfant. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obturer l'orifice de la ventouse.

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau. (Figure VII-9)

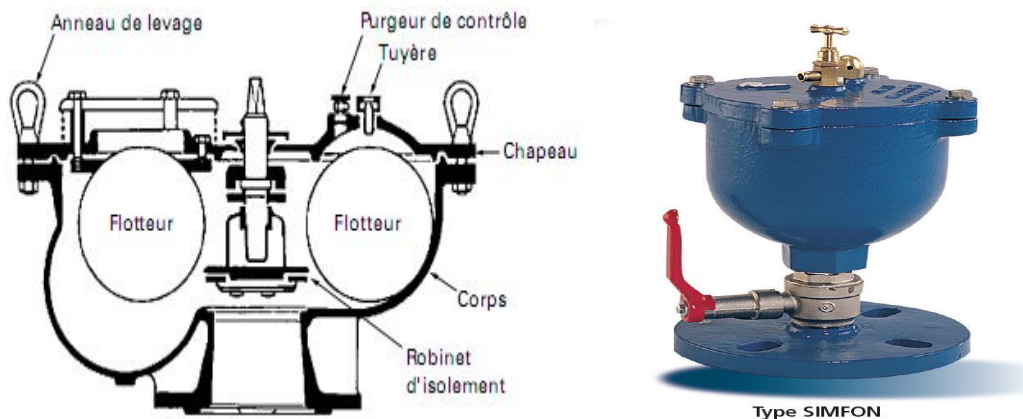


Figure VII-9: Ventouse à trois fonctions
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)

VII.3.3-Robinets de vidange

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

VII.3.4-Clapet anti retour

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux. (Figure VII-10)

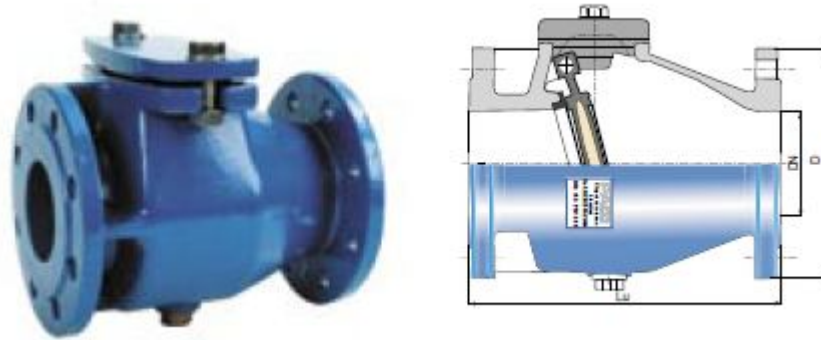


Figure VII.10: Clapet anti retour

VII.3.5-Conduite by-pass

La conduite by-pass est utilisée pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

VII.3.6-Les régulateurs de pression

VII.3.6.1-Régulateur de pression aval

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante. Quelque soit le débit et la pression en eau, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Dans notre projet, l'eau à véhiculée est une eau de source ne contenant pas de matières en suspension. D'après les informations recueillies sur le catalogue des pièces spéciales de l'entreprise BAYARD, nous avons :

VII.3.6.2-Régulateur de pression amont

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversé. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.



Figure VII.11: Régulateur de pression amont et aval

VII.3.7 - 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.



Figure VII.12: Poteau d'incendie

VII.3.8. Crépines

Une crépine est un cylindre avec un fond - portant tous deux des perforations - et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur le réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égal à la section de la conduite. Lorsque la crépine se trouve dans le fond, il est conseillé de placer le fond de la crépine à au moins 50 cm du radier. (Figure VII-13)

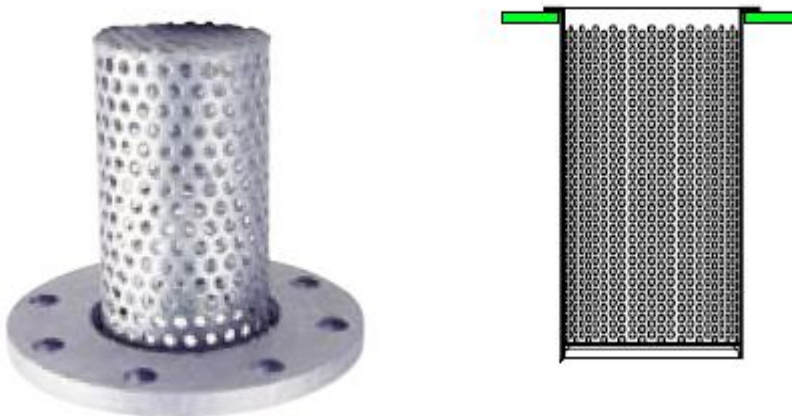


Figure VII.13 : Crépine

VII.4-Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie de l'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;

- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VII.4.1-Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

VII.4.2-Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

VII.4.3-Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et bride.

VII.4.4-Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride. On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.



Figure VII.14: Pièces spéciales

Conclusion

Étant donné que nous avons un réseau à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon du réseau, les accessoires à utilisés seront :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer l'air dans les conduites;
- Les robinets de vidanges pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Dans notre étude, qui interprète la conception d'un système d'alimentation en eau potable de la ville de d'Ouzellaguen, nous avons abordé toutes les phases d'études, allant de des forage jusqu'à la distribution en passant par l'adduction.

Cette demande s'élèvera à 9983.68m³/j en l'an 2038, ce débit journalier permettra d'alimenter une population dont l'effectif sera de 36693 Habitants pour le même horizon 2038.

A l'issue de cette étude, nous avons tenu compte de la variation de la densité d'habitant pour le calcul du réseau, et cela pour assurer une alimentation optimale.

Le système d'alimentation en eau potable, que nous avons étudié dans ce projet, et qui est destiné à assurer les besoins en eau de la ville d'Ouzellaguen, à l'horizon 2038, est composé des ouvrages et équipements suivants :

➤ Le réseau de distribution qui est composé de dix neuf(19) mailles, avec une longueur Totale égale à 25982.06m, avec des conduites en **PVC** de diamètres variant de 50 à 300mm.

➤ Pour les ouvrages de stockage, la ville de d'Ouzellaguen possèdera sept réservoirs de capacité 3700 m³ qui assurera le stockage d'eau pour l'année 2038.

➤ L'adduction d'eau se fera par quatre adductions, refoulement F1, F2, F3 et gravitaire à partir du barrage Tichy haff avec des conduites en acier de différents diamètre variant de 100 a 400 mm

➤ En ce qui concerne l'exploitation de la ressource on a adopté un fonctionnement par rotation entre les forages

Pour une bonne gestion et une durée de vie importante nous avons mis en place des accessoires au réseau tel que des brise charge, des vannes papillon, des clapets anti retour des débits mètres et des crépines

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'Ouzellaguen

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.

[2] : **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.

[3] : **B. SALAH** : Cours d'Alimentation en Eau Potable 4^{eme} et 5^{eme} année.

[4] : **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[5] : **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.

Mémoire de fin d'étude : étude du système d'alimentation en eau potable des centres ruraux de sidi Amar Merad et Meunacer(W. TIPAZA) ENSH 2008.

ANNEXE I

Tableau A4 : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge (fonte)

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	5.0	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.0	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	12.1	13.2	14.3	15.5	15.8

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \text{gradient de perte de charge}$$

Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en Eau Potable d'ABRAMOV Ed : 1982

Annexe II

Annexe III-1: Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)

