

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 de l'adduction à partir du barrage "Fatsen" vers les communes de Oum Djellil et Ksar El Boukhari (w. Medea).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-09

APA Citation (توثيق APA):

Khelfi, Mohamed el Amine (2009). Etude de l'adduction à partir du barrage "Fatsen" vers les communes de Oum Djellil et Ksar El Boukhari (w. Medea)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

**Etude de l'adduction à partir du barrage « FATSSEN »
Vers les communes de Oum Djellil et Ksar El Boukhari
(W. Médéa)**

Présenté par :
M^r: KHELFI MOHAMED EL AMINE

Promoteur :
M^r: B .SALAH

Devant le jury composé de :

Président: M^r O KHODJET-KESBA

Examineurs: M^{me} K. ZERHOUNI
M^r A. AYADI
M^{me} L. CHENINI
M^r M. DJELLAB
M^r M.LAIDI

juin 2009

REMERCIEMENT

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

*Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement mon promoteur : **Mr B. SALAH** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

Par la même occasion je remercie :

***Mr AMMARI** pour son aide.*

***M^{me} F. DERNOUNI** pour son aide.*

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

*Mes remerciements vont également à : mes soeurs, mes frères : **Ahmed, Redouane, Mebarek, Abd El Djallile**, et tous mes amis, notamment : **Sidali, Nourdine, Talele, Hadj, Karim, Kadiro**,*

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

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

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

MAMINE

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma très chère mère pour ces Sacrifices, son amour, son

Aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

À mon père ;

À mes très chères sœurs FAIZA. CHAFIKA. FATIHA

À mes frères AHMED et leur femme REDOUANE. MEBAREK. ABD EL DJALLILE

À mes oncles À mes tantes

À mon seul oncle paternelle Mohamed

À mes Soeurs, F, Ch, F et leurs enfants

(Zakaria. Ahmed. Asmae. Bochra. Chaimae. Abire. Hanine. Mohamed et Inesse Hayatte)

*À la famille, BOUZERGOUITTA surtout (Fatma Zohra. Mourad. Falla. Narimène Hafida
et Sofiane et leur famille.*

Mon ami et mon cousin SIDALI

À mes Amis : Hadj, Mohamed, Talele, Nourdine, Wahab31, Karim, Mahdi, Ali, Omar,

Kadiro, Hakim, yazid, et tous le groupe AEP

À tout mes ami (es) de l'école.

M. AMINE

ملخص:

في اغلب الحالات تكون المصادر المائية الصالحة للشرب بعيدة عن السكان و من اجل هذا السبب يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لجر هذه المياه إلى الخزانات. نتطرق في هذه المذكرة إلى دراسة شبكه قنوات لجر المياه وذلك لتزويد بلديه قصر البخاري و أم جليل بالماء الصالح للشرب وذلك من خلال سد فاتسن بولاية المدية وهذا لتلبية الضروريات الحياتية لهؤلاء السكان.

Résumé :

Dans le plus part des cas les ressources en eau potable se trouvent loin des agglomérations et pour cette raison l'on est obligé de projeter des adductions pour ramener l'eau chez les consommateurs.

Dans le cadre de cette mémoire de fin d'étude on fait une étude d'un réseau d'adductions pour alimenter les communes de Ksar El Boukhari et Oum Djellil à partir du barrage « FATSSEN » wilaya de Médéa dans le but de satisfaire les besoins futurs de consommation de ces agglomérations

SUMMARY:

In most of the cases, the drinking water resources are far from the urban areas and for this reason, one is obliged to project canals to bring back water to the consumers. Within the framework of this memoir, one makes a study of a net work of canals to feed out drinking water the areas of Ksar El Boukhari and Oum Djellil starting from the dam of "FATSSEN" to Médéa with the aim of satisfying the need for future consumption of these urban areas.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation des agglomérations

I-1. : Situation géographique	2
I-2 : Relief	3
I-3 : Climatologie	3
I-4 Géologie	4
I-4-1 : Stratigraphie générale	6
I-5 : Sismicité	6
I-6 Hydrogéologie	7

Chapitre I : Estimation des besoins en eau potable des différents localités formant l'agglomération

II-1 : Introduction	8
II-2 : Population	8
II-2-1 : situation démographique actuelle	8
II-2-2 : répartition de la population à l'horizon d'étude	9
II-3 : Consommation journalière moyenne pour chaque agglomération	11
II-3-1 Besoins domestiques	12
II-3-2 Besoins Scolaires	13
II-3-3 Besoins Sanitaires	14
II-3-4 Besoins Socioculturels	14
II-4 consommation journalière maximale et minimale pour chaque agglomération	17
II-4-1 Coefficient d'irrégularité	17
II-4-1-1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max,j}$)	17
II-4-1-2 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\min,j}$)	18
II-5 tableau récapitulatif des besoins en eau des agglomérations pour l'horizon 2015	19
Conclusion	19

Chapitre III : Etude du réseau d'adduction

III-1 Introduction	20
III-2 Type d'adduction	20
III-2-1 Adduction gravitaire	20
III-2-2 Adduction par refoulement	20
III-2-3 Adduction mixte	20
III-3 Choix de trace des adductions	21
III-4 Choix du matériau	21
III-5 Schéma général de l'adduction reliant : R_1 à R_2 R_3 R_4 R_5 R_6	22
III-6 Dimensionnement du réseau d'adductions	25
III-6-1 Dimensionnement de la conduite de refoulement	25
III-6-1-1 Calcul du diamètre de refoulement (prise d'eau –réservoir d'eau brute)	25
III-6-1-2 Calcul de la hauteur manométrique	26

III-6-1-3 Calcul des pertes de charge totale	26
III-6-2 Dimensionnement du reseau d'adductions	27
III-6-2-1 conduite reliant le réservoir de 500m ³ (eau traitée) au réservoir de 500m ³ de (Geni Camp Morand)	27
III-6-2-2 Conduite : Point A vers le réservoir de 300 m ³ de (Oum Djellil)	28
III-6-2-3 Conduite : Point B vers le réservoir de 100 m ³ de (Souafine)	29
III-6-2-4 Conduite : Point C vers le réservoir de 50 m ³ de (Nmaimia)	30
III-6-2-5 Conduite : Point D vers réservoir 50m ³ de (ancien Adjelana)	31
III-6-2-6 Conduite : Point F vers le réservoir de 500 m ³ de (nouvelle Adjelana)	32
Conclusion	34

Chapitre IV : Vérification des capacités des réservoirs à l'horizon 2015

IV-1 Introduction	35
IV-2 Généralités	35
IV-3 emplacement des réservoirs	35
IV-4 Choix de type de réservoir	36
IV-5 Calcul des capacités des réservoirs : R ₂ , R ₃ , R ₄ , R ₅ , R ₆ , R ₇	36
IV-5-1 Variation horaire de la consommation totale (fractions Oum Djellil, Souafine Sidi Hadjes, Nmaimia)	36
IV-5-2 Variation horaire de la consommation totale (fraction Adjelana)	38
IV-5-3 Détermination de la capacité du réservoir N°02 (Oum Djellil)	40
IV-5-4 Détermination de la capacité du réservoir N°03 (Souafine)	41
IV-5-5 Détermination de la capacité du réservoir N°04 (Nmaimia)	42
V-5-6 Détermination de la capacité des réservoir N°05 et N°06 et N°07 (nouvelle et ancienne Adjelana et Gini Camp Morand)	44
IV-6 Equipement des réservoirs projetés	45
IV-6-1 Conduite d'arrivée	45
IV-6-2 Conduite de distribution	45
IV-6-3 Conduite de décharge ou de vidange	46
IV-6-4 Conduite de trop-plein	46
IV-6-5 By-pass	46
IV-6-6 Matérialisation de la réserve d'incendie	47
Conclusion	47

Chapitre V : Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

V-1 Protection des conduites contre le coup de bélier	48
V-1-1 Généralités	48
V-1-2 Analyse physique du phénomène du coup de bélier	48
V-1-3 Les moyens de protection	49
V-1-4 Etude du coup de bélier	49
V-1-4-1 Détermination de la valeur de surpression et de dépression	49
V-1-4-2 Détermination de la célérité	49
V-1-4-3 Partie refoulement	50
a) Coup de clapet	51
a)-1 Explication du phénomène	51

a)-2 Calcul de la longueur entre le clapet et le réservoir d'air	53
a)-3 Calcul de K_1	54
V-1-4-4 Partie gravitaire	54
a) Détermination de la loi de manœuvre	57
a)-1 Organe de régulation	57
a)-2 Robinet vanne ordinaire à passage direct (vanne à opercule)	58
a)-3 Détermination du débit Q_k en fonction du rapport (a_k/D)	59
a)-4 Détermination du débit Q en fonction du temps	60
V-2 Protection des conduites contre la corrosion	61
V-2-1 Facteurs de la corrosion	61
V-2-2 Moyens de lutte contre la corrosion	62
V-2-2-1 Protection par revêtement	62
V-2-2-2 Protection cathodique	63
a) Principe de protection par courant imposé	63
Conclusion	64
Chapitre VI : Traitement des eaux	
VI-1 Nécessite de traitement des eaux du barrage	65
VI-2 But de traitement	65
VI-3 Procèdes de traitement des eaux de surface	65
VI-3-1 Le prétraitement	66
VI-3-2 Préoxydation	66
VI-3-3 Coagulation	66
VI-3-4 Floculation	67
VI-3-5 Décantation	67
VI-3-6 Filtration	68
VI-3-6-1 Caractéristique du lit filtrant	68
VI-3-6-2 Lavage des filtres	69
VI-3-7 Désinfection	69
VI-4 Caractéristiques générales des eau du barrage FATSSEN	69
VI-4-1 Qualité chimique des eaux	69
VI-4-2 Caractéristiques physiques	70
VI-4-3 Caractéristiques bactériologiques	70
VI-5 Normes de qualité	70
VI-5-1 Normes microbiologiques	71
VI-5-2 Normes pour les paramètres physiques et chimiques	71

VI-6	Predimensionnement de la station de traitement	72
VI-6-1	Recherche de la filière de traitement	72
VI-6-1-1	bassin et bac de coagulation	73
VI-6-1-2	bassin et bac de floculation	73
VI-6-1-3	décantation	74
VI-6-1-4	filtration	74
VI-6-1-5	désinfection	75
VI-7	Le réservoir d'eau traitée	76
VI-7-1	Capacité du réservoir d'eau traitée	77
	Conclusion	78
	Chapitre VIII : Organisation de chantier	79
VII-1	Introduction	79
VII-2	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	79
VII-2-1	Matérialisation	79
VII-2-2	Nivellement	79
VII-2-3	Excavation des tranchées	79
VII-2-3-1	Enlèvement de la couche végétale	79
VII-2-3-2	Excavation	80
VII-2-3-3	La profondeur de la tranchée	80
VII-2-3-4	Largueur de la tranchée	80
VII-3	choix de l'excavateur	80
VII-3-1	Pelle équipée en rétro	81
VII-3-2	Pelle équipée en butée	81
VII-3-3	Rendement d'exploitation de la pelle choisie	82
VII-4	La durée d'excavation	83
VII-5	Aménagement du lit de pose des conduites	83
VII-6	Pose des conduites	83
VII-7	Epreuve de joint et de la canalisation	84
VII-8	Remblaiement de la tranchée	84
	Conclusion	84
	Chapitre VIII : Protection et sécurité du travail	85
VIII-1	Généralité	85

VIII-2 Analyse des actions et conditions dangereuses pendant L'organisation de la construction du réseau d'adductions	85
VIII-2-1 Facteur matériel	85
VIII-2-2 Facteur humain	86
VIII-3- Mesure préventives pour éviter les causes des accidents	86
VIII-3-1 protection collective	86
VIII-3-1-1 Engin de levage	86
VIII-3-1-2 Equipement de mise en œuvre du béton	86
VIII-3-1-3 Appareillages électriques	87
VIII-3-2 Autres protections	87
VIII-3-3 Protection individuelle	87
VIII-4 Organisation de la prévention des accidents du travail	87
Conclusion générale	89

liste des Tableaux

Tableau II-1 : situation démographique actuelle (source DHW MEDEA).....	8
Tableau II-2 : accroissement de la population (Oum Djellil)	10
Tableau II-3 : accroissement de la population (Souafine).....	10
Tableau II-4 : accroissement de la population (Nmaimia).....	10
Tableau II-5 : accroissement de la population (Sidi Hadjes).....	10
Tableau II-6 : accroissement de la population (Adjelana)	10
Tableau II-7 : besoins domestiques (Oum Djellil).....	12
Tableau II-8 : besoins domestiques (Souafine)	12
Tableau II-9 : besoins domestiques (Nmaimia)	12
Tableau II-10 besoins domestiques (Sidi Hadjes)	13
Tableau II-11: besoins domestiques(Adjelana).....	13
Tableau II-12 : besoins scolaires des fractions.....	13
Tableau II-13 : besoins sanitaires des fractions.....	14
Tableau II-14 : besoins socioculturels des fractions.....	14
Tableau II-15 : consommation moyenne journalière(OumDjellil).....	15
Tableau II-16 : consommation moyenne journalière (Souafine).....	15
Tableau II-17 : consommation moyenne journalière (Nmaimia)	16
Tableau II -18 : consommation moyenne journalière (Adjelana) :.....	16
Tableau II -19 : Récapitulation des besoins en eaux des fractions	17
Tableau II-20 : Consommation journalière maximale des fractions	18
Tableau II-21: Consommation journalière minimale des fractions	19
Tableau II-22 : tableau récapitulatif des besoins en eau des agglomération pour l'horizon 2015	19
Tableau III-1: diamètre économique et vitesse d'écoulement	26
Tableau III-2 : tableau récapitulatif de dimensionnement	33
Tableau IV-1: variation horaire de la consommation totale (Oum djellil, Souafine, Sidi Hadjes, Nmaimia)	37
Tableau IV-2 : variation horaire de la consommation totale (Adjelana).....	38-39
Tableau IV-3: détermination de la capacité du réservoir (Oum djellil)	40
Tableau IV-4: détermination de la capacité de réservoir (Souafine)	41-42
Tableau IV-5 : détermination de la capacité de réservoir (Nmaimia).....	42-43
Tableau IV-6 : détermination de la capacité de réservoir (nouvelle et ancienne Adjelana et Gini Camp Morand)	44
Tableau V-1 : temps de fermeture en fonction de surpression maximale	56
Tableau V-2 : temps de fermeture en fonction du nombre de pas	57
Tableau V-3 : Coefficient de perte de charge en fonction de l'ouverture de l'opercule	58
Tableau V-4 :débit en fonction du rapport (a_k/D)	59
Tableau V-5 : débit en fonction du temps de fermeture du robinet vanne	60
Tableau VI-1 : caractéristiques chimiques de l'eau du barrage (FATSEN).....	69-70
Tableau VI-2 : détermination de la capacité du réservoir d'eau traitée	77
Tableau VII-1 calcul du volume à excaver.....	82
Tableau VII-2 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	82

liste des figures

Figure I-1 : plan de situation (source Google Maps).....	3
Figure I-2 : carte géologique.....	4 - 5
Figure II-1 : répartition des habitants par fraction.....	9
Figure II-2 : accroissement de la population par fraction.....	11
Figure III-1 : schéma du réseau d'adductions.....	23
Figure III-2 : schéma du réseau d'adductions.....	24
Figure III-3 : schéma d'adduction de refoulement.....	25
Figure IV-1 : courbe intégrale (Oum djellil, Souafine, Sidi Hadjes, Nmaimia)	38
Figure IV-2 : courbe intégrale (Adjelana)	39
Figure IV-3 conduite d'arrivée	45
Figure IV-4: Conduite de distribution	46
Figure IV-5: équipement de réservoir	47
Figure V-1 : Schéma d'installation du réservoir d'air, vanne et le clapet	52
Figure V-2: temps de fermeture d'un clapet à battant considéré comme un pendule composé...	52
Figure V-3 : variation de la pression en fonction de temps de fermeture du robinet vanne	56
Figure V-4 : variation du nombre de pas en fonction du temps de fermeture du robinet vanne.	57
Figure V-5 : vanne à opercule	58
Figure V-6 : variation du débit au droit de la vanne en fonction du l'ouverture du robinet vanne	60
Figure V-7 : variation du débit en fonction du temps.....	61
Figure V-8: Corrosion interne.....	61
Figure V-9 : Corrosion externe	61
Figure V-10 : principes de la protection cathodique à courant imposé.....	64
Figure VI-1 : étapes et unités de traitement de l'eau du barrage (FATSEN).....	72
Figure VII-1 : Pelle mécanique	81
FigureVIII-1 : Organigramme de la prévention	88

INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente la 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la Pollution.

Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE .

Le développement du secteur hydraulique suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi les quelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour l'homme, irrigation, l'industrie et l'alimentation en eau potable.

Depuis plusieurs décennies, l'édification des petits barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Vue la situation critique qu'elle connue la wilaya de Médéa surtout que cette région à un caractère agricole ce qui oblige la réalisation des petits barrages a proximité des zones agricoles et cela pour compenser le déficit en besoins en eau d'irrigation et potable.

Le présent travail consiste à mettre en œuvre une adduction à partir d'un barrage « FATSSEN » qui se trouve à « SEBT AZIZ » vers les communes de OUM DJELLIL et KSAR EL BOUKHARI pour satisfaire les besoins de consommations futures de ces agglomérations, c'est-à-dire la bonne estimation des besoins et l'étude technico-économique.

CHAPITRE I

PRESENTATION DES AGGLOMERATIONS

I-1 SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le départ de l'adduction se fait à partir du barrage « FATSSEN » qui se situe à une distance de 1.5 Km de la Route National 19 qui est rattachée administrativement à la Daïra de SEBT AZIZ pour arriver jusqu'a la commune de Oum Djellil et Ksar El Boukhari. SEBT AZIZ se situe au sud de la Wilaya de Médéa est bâtie sur les collines, à une distance de 96.8 Km par rapport au chef lieu de Wilaya et de 196 Km au sud d'Alger.

Elle est bordée par:

- Au Nord par : Ouled Antar et Ouled hellal.
- A l'Est par : Ouled Antar et Oum djellil et Boughzoul.
- A l'Ouest par : Derrag et Bouaiche.
- Au Sud : par Chahbounia et Bouaiche

La commune de Ksar El Boukhari est arrondissement de Médéa, située entre Alger (175 Km) et Laghouat au sud. La disposition de la ville de Ksar El Boukhari sur un axe routier important (route nationale N°01) lui permet d'être considérée comme un pôle d'attraction qui rayonne sur une grande partie de la Wilaya de Médéa. Elle est bornée par:

- Au nord par : Moudjbeur.
- A l'est par : Ouled Maaref et Mfatha.
- A l'ouest : par Sebt Aziz.
- Au sud par : Boughzoul et Chahbounia.

Oum djellil est une petite commune de la Daïra de Ksar El Boukhari. Elle est située à 40 Km de Sebt Aziz et bornée par :

- Au nord par : Ouled Antar et Ouled hellal.
- A l'est par : Ksar El Boukhari.
- A l'ouest : par Sebt Aziz.
- Au sud par : Boughzoul et Chahbounia.

La situation géographique de la zone d'étude est représentée sur la **figure I-1**

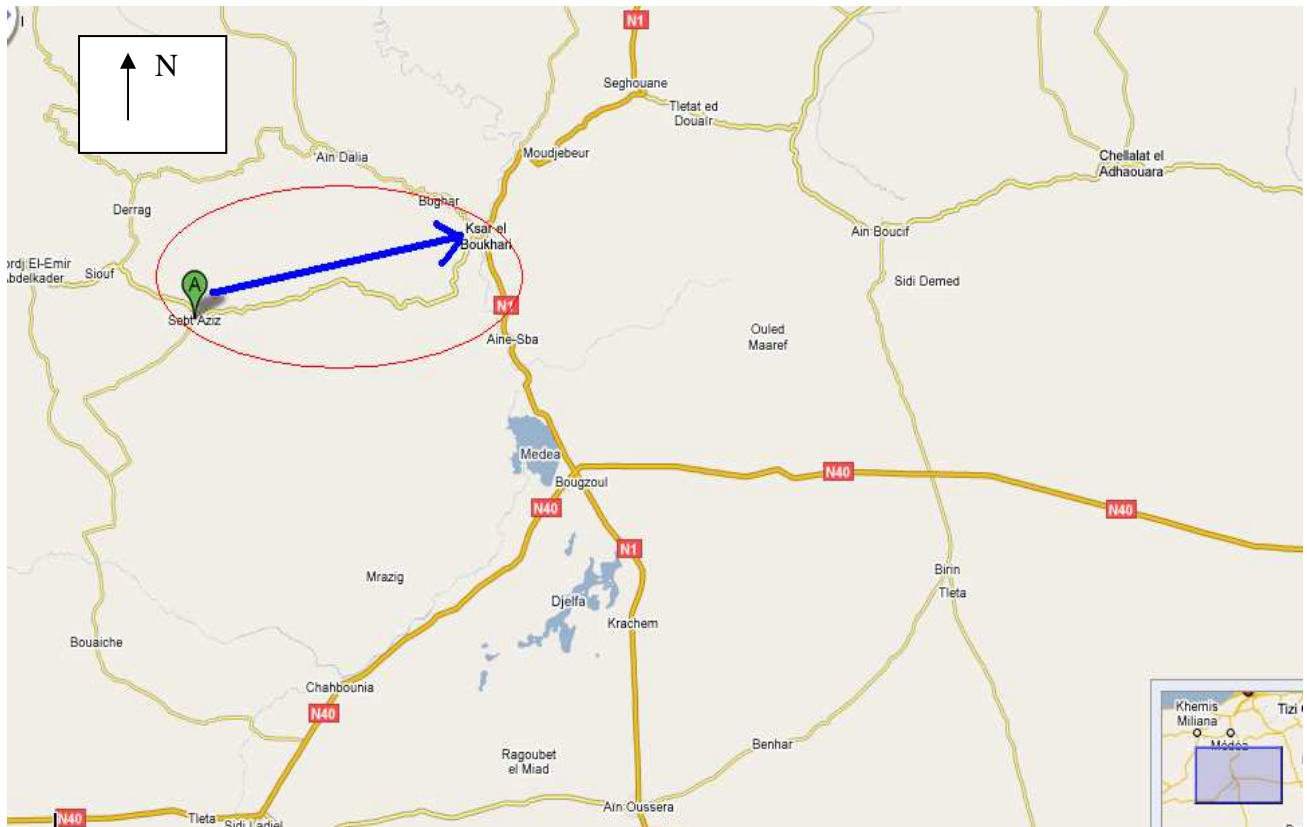


FIGURE I-1: plan de situation

source : Google Maps

I-2 RELIEF

Le relief des communes Sebt Aziz et Ksar El Boukhari et Oum djellil est accidenté dans son ensemble. Cela est marqué par la présence d'une série des collines et un relief montagneux recouvert par une végétation plus ou moins abondante (broussaille, surfaces cultivées,..... etc.).

I-3 CLIMATOLOGIE

D'après la DHW de Médéa la zone d'étude se trouve dans la région aride, ce qui fait que le climat de cette dernière est caractérisé par des étés chauds, contrairement à des hivers qui sont froids.

Les températures extrêmes enregistrées sont :

Température maximale est de 35°.

La température minimale est de 0.6°.

La température moyenne varie entre 6.45° et 24.6°.

La pluviométrie de la région est caractérisée par des pluies abondantes en mois de novembre, décembre et janvier. La moyenne annuelle des précipitations est de 800mm.

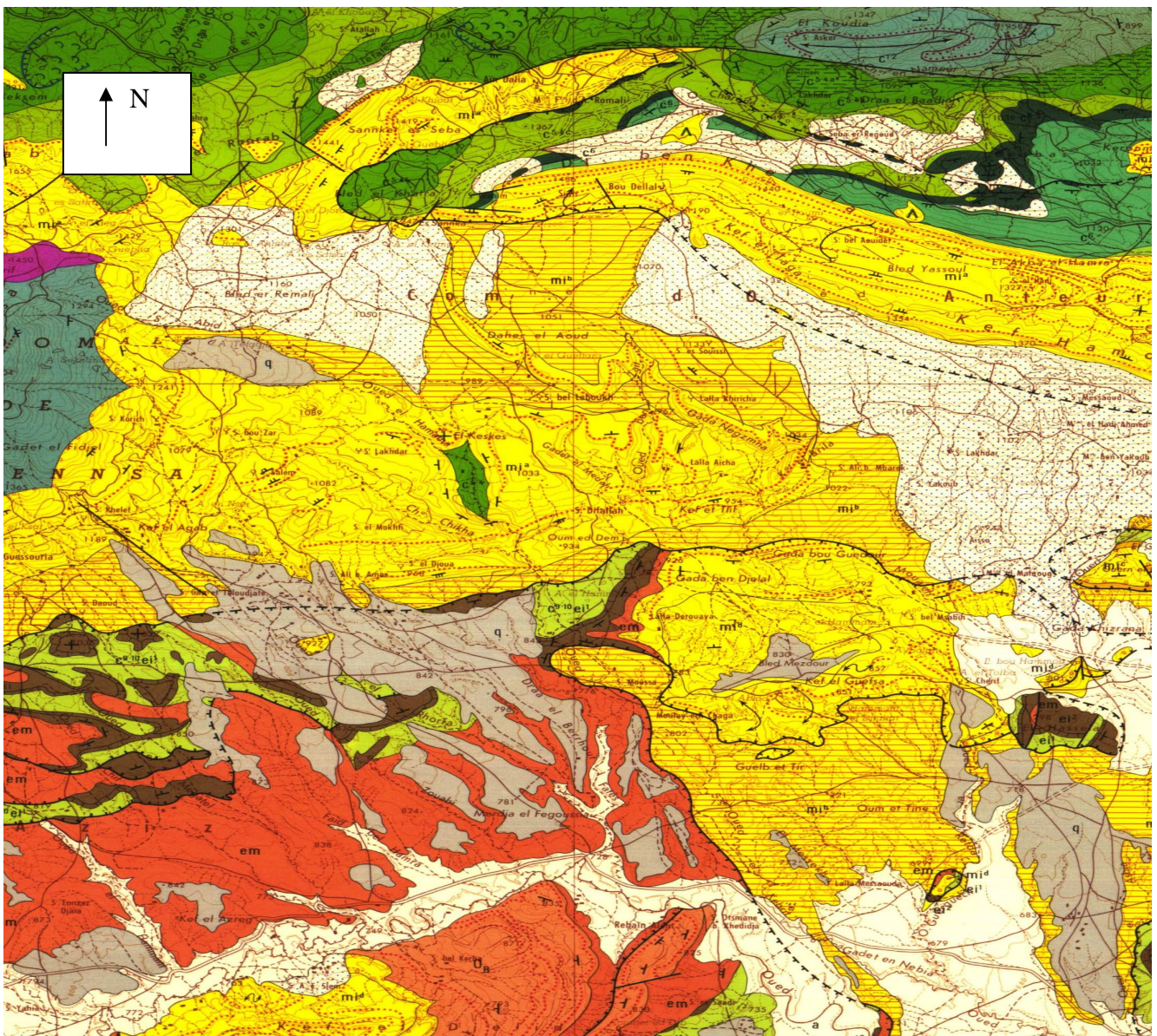
I-4 GEOLOGIE

Les caractéristiques de la géologie de la zone d'étude sont estimée à l'aide de la carte géologique de la région (établie à l'échelle 1/50 000 éditée en 1963) voir **Figure I-2**.

La région étudiée se situe en général sur des Marnes et grès blancs repérés et marnes grises franches.

La partie marneuse constitue un sol relativement instable, surtout qui sont intercalées de grès, provoquant ainsi des glissements des terrains.

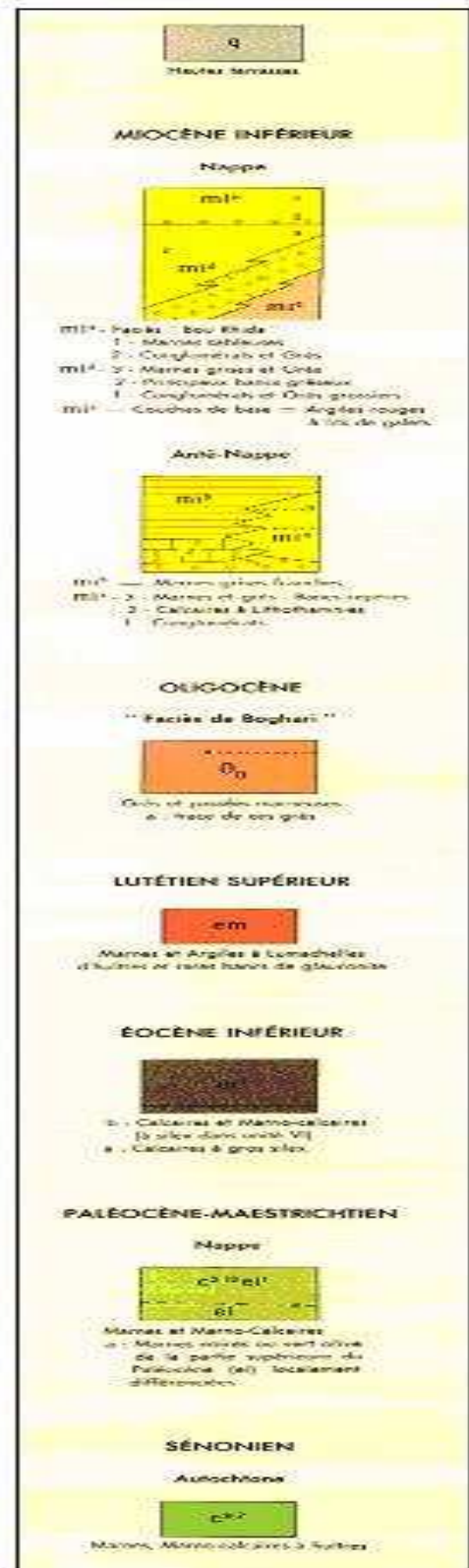
Figure I-2 Carte géologique



Ech: 1/50000

source : DHW de MEDEA

Légende



Source : DHW de MEDEA

I-4-1 STRATIGRAPHIE GENERALE

***Cénomaniens :**

Calcaires et marnes à ammonites (c) en couches bien réglées, les bancs calcaires, parfois puissants donnent lieu à des escarpements remarquables. La séparation des couches marneuses avec le sénonien n'est pas toujours facile, mais les bancs calcaires établissent nettement la limite.

***Albien inférieur et moyen :**

Argiles feuilletées intercalées et quartzites, avec principaux bancs de quartzites, les fossiles sont très rares.

*** Trias:**

Complexe triasique: dolomies, cargneules, gypse, argiles bariolées, ophite avec blocs de calcaire jurassique et de roches éruptives ou métamorphiques.

***Anti-Nappe:**

Marnes et grès bancs repérés et aussi marnes grises franches.

***Maestrichtien - paléocène :**

Est caractérisé par des marnes noires qui peuvent comporter des petits bancs de marno calcaires en minces couches.

(a) : Marnes noires ou vert olive de la partie supérieure du paléocène (ei) localement différenciées. Mais le style en plus couché qui se manifeste occasionne des accumulations donnant l'impression d'épaisseur plus forte (cuvette et flanc droit du bassin versant).

***Lutétien supérieur :**

Marne et argile lumachelle d'huître et rares bancs de glauconite.

***Eocene moyen :**

Calcaire et marne calcaires (a silex) et aussi calcaire à gros silex.

***Alluvions moderne :**

Boulins –gros boulins avec teinte de l'étage.

I-5 SISMICITE

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré

dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règlement parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de (I) à (III) en fonction de l'importance décroissante.

Le découpage séismique de notre pays nous permet de dire que la Wilaya de Médéa se trouve dans la zone (II) c'est-à-dire zone à activité tellurique de moyenne séismicité.

I-6 HYDROGEOLOGIE

La zone d'étude possède des grès perméables plus ou moins sableux d'épaisseur moyenne de 50m reposant sur une formation marneuse imperméable.

Les grés sont des aquifères qui alimentent les sources et les puits existants dans la région. La naissance des nappes superposées est due à des intercalations d'argiles dans la couche perméable.

En conclusion, on peut distinguer 03 horizons aquifères :

- la nappe des formations sableuses.
- la nappe des grés.
- la nappe des éboulis.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DES DIFFÉRENTES AGGLOMERATIONS

II-1 INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau de nos agglomérations (Oum Djellil, Souafine, Nmaimia, Sidi hadjres, Adjlana) exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource. Cette estimation en eau dépend aussi d'autres facteurs suivant : (l'évolution de la population, des équipements sanitaires, le niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une agglomération à autre.

II-2 POPULATION

II-2-1 Situation démographique actuelle :

Les localités bénéficiaires sont au nombre de cinq. Le nombre d'habitant varie d'une localité à l'autre selon l'importance de chacune d'elles. Le nombre d'habitants de toutes les agglomérations à l'année de recensement (2008) est donné dans le tableau suivant :

Communes	Agglomérations	Nombre des habitants
OUM DJELLIL	Oum djellil	2005
	Souafine	988
	Nmaimia	361
	Sidi Hdjeres	171
KSAR EL BOUKHARI	Adjelana	7196

Tableau II-1 situation démographique actuelle

source : (DHW MEDEA)

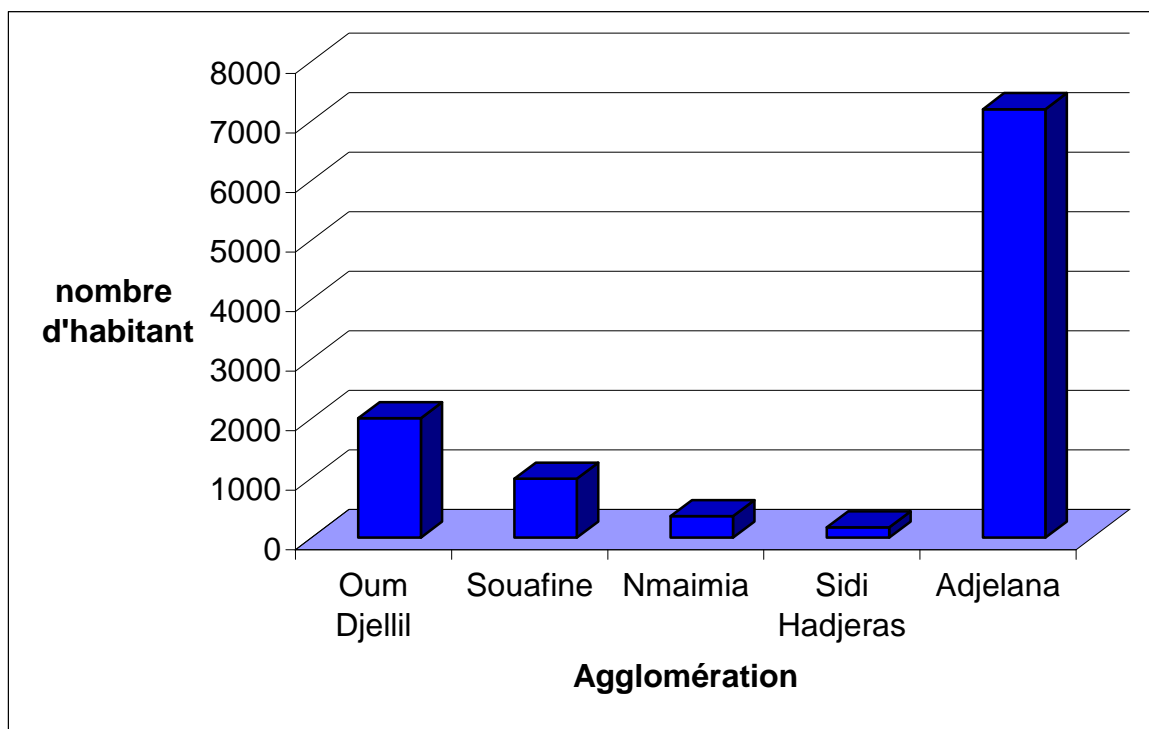


Figure II.1 répartition des habitants par fraction

II-2-2 Répartition de la population à l'horizon d'étude

D'après la DHW de la wilaya de MEDEA, le taux d'accroissement est de **2,5%**. La population par villages et fractions environnantes à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu.
- P_0 : population de base ou de l'année de référence (2008).
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence.
- T : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 2.5 % (d'après la DHW de MEDEA)

Les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés dans les tableaux suivants :

	Fraction Oum Djellil			
Horizon	2008	2010	2012	2015
Taux d'accroissement	-	2,5	2,5	2,5
Population future	2005	2107	2268	2383

Tableau II.2 accroissement de la population (Oum Djellil)

	Fraction Souafine			
Horizon	2008	2010	2012	2015
Taux d'accroissement	-	2,5	2,5	2,5
Population future	988	1038	1117	1174

Tableau II.3 accroissement de la population (Souafine)

	Fraction Nmaimia			
Horizon	2008	2010	2013	2015
Taux d'accroissement	-	2,5	2,5	2,5
Population future	361	379	408	429

Tableau II.4 accroissement de la population (Nmaimia)

	Fraction Sidi Hadjes			
Horizon	2008	2010	2013	2015
Taux d'accroissement	-	2,5	2,5	2,5
Population future	171	180	193	203

Tableau II.5 accroissement de la population (Sidi Hadjes)

	Fraction Adjelana			
Horizon	2008	2010	2013	2015
Taux d'accroissement	-	2,5	2,5	2,5
Population future	7196	7560	8142	8554

Tableau II.6 accroissement de la population (Adjelana)

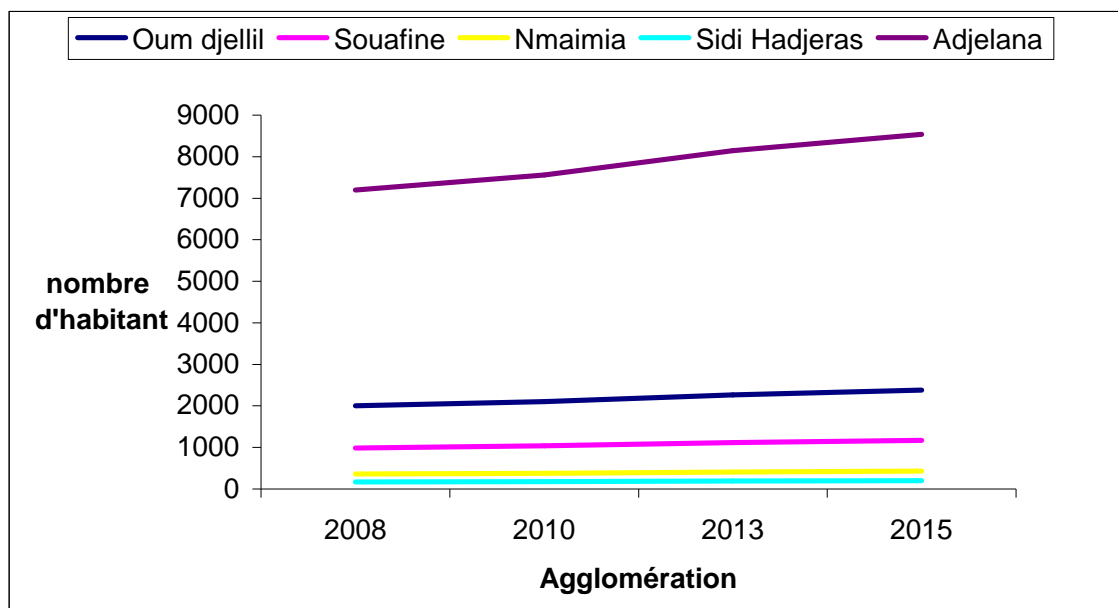


Figure II.2 accroissement de la population par fraction

II-3 CONSOMMATION JOURNALIERE MOYENNE POUR CHAQUE AGGLOMERATION

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet il s'agit des petites agglomérations et d'après l'A.P.C de Ksar El Boukhari, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 100 l/j/hab. Pour le calcul des besoins on trouve que le nécessaires (domestiques, scolaires, sanitaires, administratives) parce que ces des zones un peut isolées. Mais on va proposer d'autres équipements (salles de sport, Bibliothèque parce que les agglomérations sont en développement continu.

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière et le nombre d'habitant, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy,j} = (Q_i * N_i) / 1000 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

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

II-3-1 Besoins domestiques :

Fraction Oum Djellil			
Horizon	Nombre d'habitant (Hab)	Dotation l/j/Hab	Débit moyen journalier (m ³ /j)
2008	2005	100	200.5
2010	2107		210.7
2013	2268		226.8
2015	2383		238.3

Tableau II.7 besoins domestiques (Oum Djellil)

Fraction Souafine			
Horizon	Nombre d'habitant (Hab)	Dotation l/j/Hab	Débit moyen journalier (m ³ /j)
2008	988	100	98.8
2010	1038		103.8
2013	1117		111.7
2015	1174		117.4

Tableau II.8 besoins domestiques (Souafine)

Fraction Nmaimia			
Horizon	Nombre d'habitant (Hab)	Dotation l/j/Hab	Débit moyen journalier (m ³ /j)
2008	361	100	36.1
2010	379		37.9
2013	408		40.8
2015	429		42.9

Tableau II.9 besoins domestiques (Nmaimia)

Fraction Sidi Hadjres			
Horizon	Nombre d'habitant (Hab)	Dotation l/j/Hab	Débit moyen journalier (m ³ /j)
2008	171	100	17.1
2010	180		18
2013	193		19.3
2015	203		20.3

Tableau II.10 besoins domestiques (Sidi Hadjres)

Fraction Adjelana			
Horizon	Nombre d'habitant (Hab)	Dotation l/j/Hab	Q _{moy.j} : Débit moyen journalier (m ³ /j)
2008	7196	100	719.6
2010	7560		756
2013	8142		814.2
2015	8554		855.4

Tableau II.11 besoins domestiques (Adjelana)**II-3-2 Besoins Scolaires**

Équipement Scolaire	Fraction	Nombre d'élèves et enseignants	Dotation (l/s/élève)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Écoles primaires	Oum Djellil	640	15	9.6
	Souafine	120		1.8
	Nmaimia	95		1.43
	Adjelana	1120		16.8

Tableau II.12 besoins scolaires des fractions

II-3-3 Besoins Sanitaires

Equipement Sanitaire	Fraction	Surface (m ²)	Dotation (l/s/m ²)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Salle de soins	Oum Djellil	230	5	1.15
	Souafine	260	5	1.3
	Nmaimia	222	5	1.11
	Adjelana	558	5	1.68
Pharmacie	Oum Djellil	150	5	0.75
	Souafine	150	5	0.75
	Nmaimia	150	5	0.75
	Adjelana	150	5	0.75

Tableau II.13 besoins sanitaires des fractions

II-3-4 Besoins Socioculturels

Equipement	Fraction	Unité	Nombre	Dotation(l/s/unité)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Mosquée	Oum Djellil	Fidèles	900	5	4.5
	Souafine		450	5	2.7
	Nmaimia		200	5	1
	Adjelana		1500	5	7.5
APC	Oum Djellil	m ²	300	5	1.5
	Adjelana	m ²	750	5	3.75
Stade	Oum Djellil	m ²	1125	5	5.63
	Souafine	m ²	1125	5	5.63
	Nmaimia	m ²	1125	5	5.63
	Adjelana	m ²	4200	5	21

Tableau II.14 besoins socioculturels des fractions

Les tableaux suivants récapitules la consommation journalière moyenne de chaque fraction

Oum Djellil					
Besoins	Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/s/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestiques	Habitant	Hab	3051	100	238.3
Scolaires	Écoles primaires	Elève	640	15	9.6
Sanitaires	Salle de soins	m ²	230	5	1.15
	Pharmacie	m ²	150	5	0.75
Socioculturels	Mosquée	m ²	900	5	4.5
	APC	m ²	300	5	1.5
	Stade	m ²	1125	5	5.63
Total					261.43

Tableau II.15 consommation moyenne journalière (Oum Djellil)

Souafine					
Besoins	Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/s/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestiques	Habitant	Hab	1763	100	117.4
Scolaires	Écoles primaires	Elève	120	15	1.8
Sanitaires	Salle de soins	m ²	260	5	1.3
	Pharmacie	m ²	150	5	0.75
Socioculturels	Mosquée	m ²	450	5	2.7
	APC	m ²	-	5	-
	Stade	m ²	1125	5	5.63
Total					129.58

Tableau II.16 consommation moyenne journalière (Souafine)

Nmaimia					
Besoins	Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/s/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Domestiques	Habitant	Hab	549	100	42.9
Scolaires	Écoles primaires	Elève	95	15	1.43
Sanitaires	Salle de soins	m ²	200	5	1
	Pharmacie	m ²	150	5	0.75
Socioculturels	Mosquée	m ²	200	5	1
	APC	m ²	-	5	-
	Stade	m ²	1125	5	5.63
Total					52.71

Tableau II.17 consommation moyenne journalière (Nmaimia)

Adjelana					
Besoins	Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/s/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Domestiques	Habitant	Hab	10950	100	855.4
Scolaires	Écoles primaires	Elève	1120	15	16.8
Sanitaires	Salle de soins	m ²	558	5	1.68
	Pharmacie	m ²	150	5	0.75
Socioculturels	Mosquée	m ²	1500	5	7.5
	APC	m ²	750	5	3.75
	Stade	m ²	4200	5	21
Total					906.88

Tableau II.18 consommation moyenne journalière (Adjelana)

Donc ;

Fraction	Débit journalier moyen (m ³ /j)
Oum Djellil	261.43
Souafine+ Sidi Hdjeres	149.88
Nmaimia	52.71
Adjelana	906.88

Tableau II.19 : Récapitulation des besoins en eaux des fractions

II-4 CONSOMMATION JOURNALIERE MAXIMALE ET MINIMALE POUR CHAQUE AGGLOMERATION

II-4-1 Coefficient d'irrégularité

II-4-1-1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max,j}$)

Pour tenir compte de l'augmentation des besoins, et aussi de la progression de la consommation individuelle du à l'extension de l'agglomération et le développement du mode de vie, on affecte le débit journalier moyen d'un coefficient $K_{\max,j}$ et par conséquence on aura :

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

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**. Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%. le tableau suivant résume les résultats de la consommation journalière maximale des fractions.

Fraction	Débit journalier moyen (m ³ /j)	Coefficient d'irrégularité maximale $K_{\max,j}$	Débit journalier max (m ³ /j)
Oum Djellil	261.43	1.3	262.73
Souafine + Sidi Hdjeres	149.88	1.2	179.86
Nmaimia	52.71	1.2	63.25
Adjelana	906.88	1.3	1178.94

Tableau II.20 : Consommation journalière maximale des fractions

II-4-1-2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min,j}$)

Pour tenir compte des variations journalières minimales on affecte le débit journalier moyen d'un coefficient $K_{\min,j}$ et par conséquence on aura :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{\min,j}$ varie de 0,7 à 0,9. Le tableau suivant résume les résultats de la consommation journalière minimale des fractions.

Fraction	Débit journalier moyen (m^3/j)	Coefficient d'irrégularité minimale $K_{min,j}$	Débit journalier min (m^3/j)
Oum Djellil	261.43	0.9	235.3
Souafine + Sidi Hdjeres	149.88	0.7	104.92
Nmaimia	52.71	0.7	36.9
Adjelana	906.88	0.9	816.2

Tableau II.21 : Consommation journalière minimale des fractions

II-5 TABLEAU RECAPUTULATIF DES BESOINS EN EAU DES AGGLOMERATIONS POUR L'HORIZON 2015

Fraction	$Q_{moy j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min j}$ (m^3/j)
Oum Djellil	261.43	1.3	262.73	0.9	235.3
Souafine + Sidi Hdjeres	149.88	1.2	179.86	0.7	104.92
Nmaimia	52.71	1.2	63.25	0.7	36.9
Adjelana	906.88	1.3	1178.94	0.9	816.2

Tableau II.22 tableau récapitulatif des besoins en eau des agglomérations pour l'horizon 2015

CONCLUSION

Nous avons remarqué que le nombre de population des agglomérations à augmenter à l'horizon d'étude 2015 ainsi que la consommation maximale journalière, c'est pour cette raison on a pris la décision de faire l'adduction de FATSSEN.

CHAPITRE III

ETUDE DE RESEAU D'ADDUCTIONS

III-1 INTRODUCTION

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. Etant donné les deux aspects sont liés entre eux, l'étude nous permettra de choisir la meilleure solution.

III-2 TYPE D'ADDUCTION

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

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

III-2-1 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piezométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- a surface libre (non en charge).
- en charge (le plus rencontré).

III-2-2 Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piezométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III-2-3 Adduction mixte

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

Dans le cas de notre étude, il s'agit d'une adduction gravitaire à projeter, à partir d'un réservoir d'eau traitée qui se trouve au niveau d'une station de traitement et qui est alimenté par refoulement à partir du barrage (FATSEN) passant par une station de traitement.

III-3 CHOIX DU TRACE DES ADDUCTIONS

Le choix des conduites d'adductions doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter.

Le tracé doit être le plus court possible entre le barrage et les réservoirs d'accumulation.

Aux points hauts du tracé, peuvent se présenter des bulles d'air difficile à évacuer ou des ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes.

Il serait préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter leurs poses et leurs exploitations (détection des fuites, tout dommage...) ainsi un accès rapide pour leurs entretiens et l'acheminement des matériaux.

L'examen des conditions dans les quelles seront établies ces canalisations, aussi bien au point de vue technico-économique.

III-4 CHOIX DU MATERIAU

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

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

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD, la Fonte et l'acier et cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- Très économiques
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés parce que le terrain est accidenté (rocheux).

- Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD)
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffant (pour les conduites en PEHD)

III-5 SCHEMA GENERAL DE L'ADDITION RELIANT : R₁ à R₂ R₃ R₄ R₅ R₆

D'après les données le schéma de l'adduction et les débits sont réparti comme suit :

III-5-1 Partie refoulement : à partir d'une prise d'eau flottante (le barrage) se trouvant à une cote d'aspiration $C_{asp}=762m$, on refoule l'eau vers un réservoir d'eau brute d'une capacité de $250m^3$ et de cote de trop plein $C_{TP}=783m$, après cette étape l'eau passe par une station de traitement de cote $C_{TN}=776m$ puis il s'accumule dans un réservoir d'eau traitée ayant une capacité de $500m^3$ et de cote de trop plein $C_{TP}=778m$, cette opération se fait gravitairement. (**Figure III.1**)

III-5-2 Partie gravitaire: à partir du réservoir d'eau traitée on assure une alimentation gravitaire de **06** réservoirs qui sont répartis en deux étages :

Etage N°01

- R300 m³ OUM DJELLIL de cote radier $C_R=727m$, et de trop plein $C_{TP}=730m$.
- R100 m³ SOUAFINE de cote radier $C_R=683m$, et de trop plein $C_{TP}=685m$.
- R50 m³ NMAIMIA de cote radier $C_R=660m$, et de trop plein $C_{TP}=662m$.
- R50 m³ Ancienne ADJLANA de cote radier $C_R=662m$, et de trop plein $C_{TP}=664m$.

Etage N°02

- R 500 m³ Nouvelle ADJLANA de cote radier $C_R=629m$ et de trop plein $C_{TP}=632m$
- R500 m³ GENI CAMP MORAND de cote radier $C_R=615m$ et de trop plein $C_{TP}=618m$.

La **figure III.2** représente l'emplacement des réservoirs et leurs débits.

Remarque :

Les deux étages sont séparés par la manipulation sur la **vanne E**, on alimente l'étage N°01 puis on ferme les vannes A-B C-D et on ouvre la vanne E pour alimenter l'étage N°02.

FIGURE III.1 schéma du réseau d'adductions

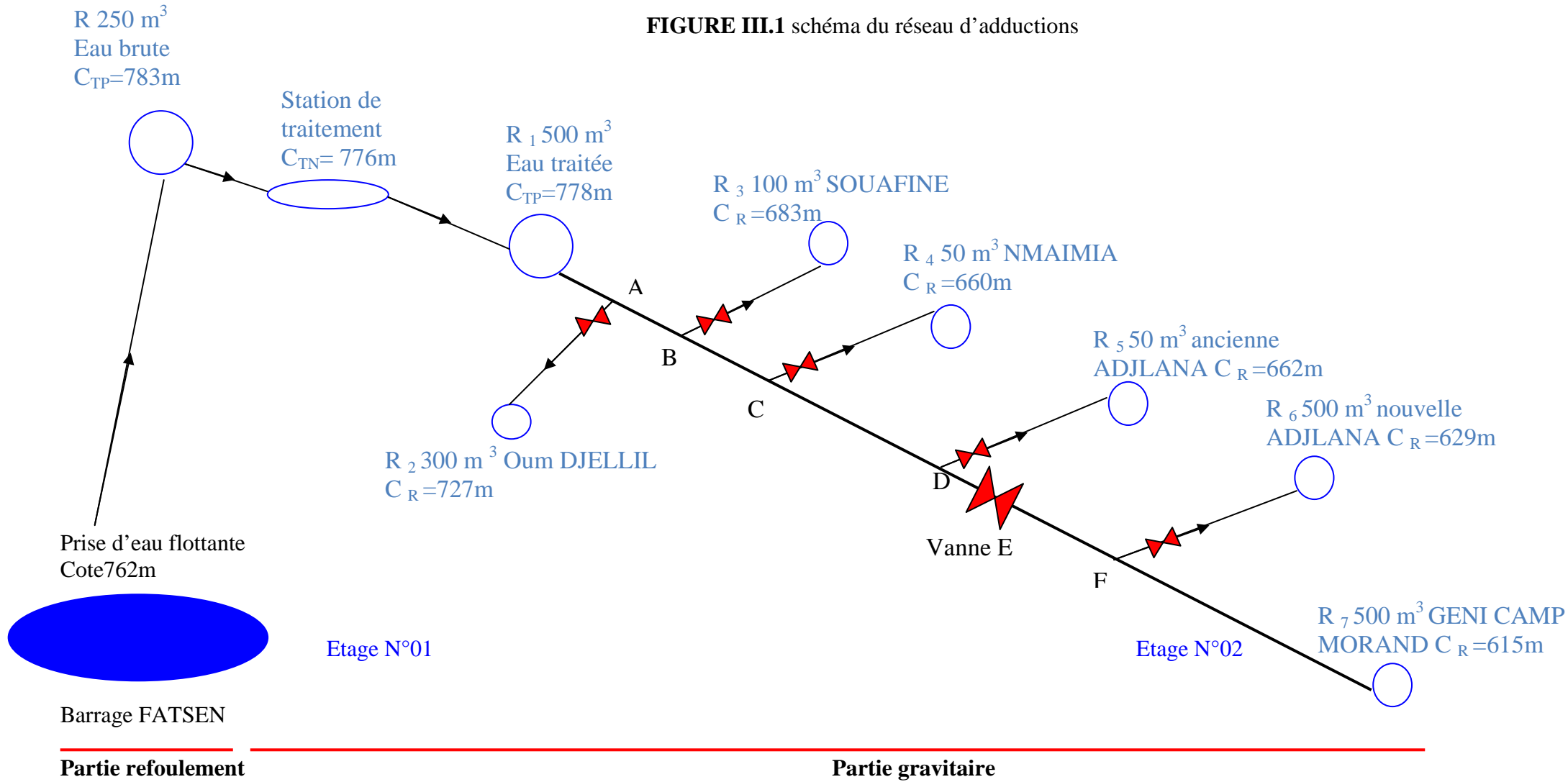
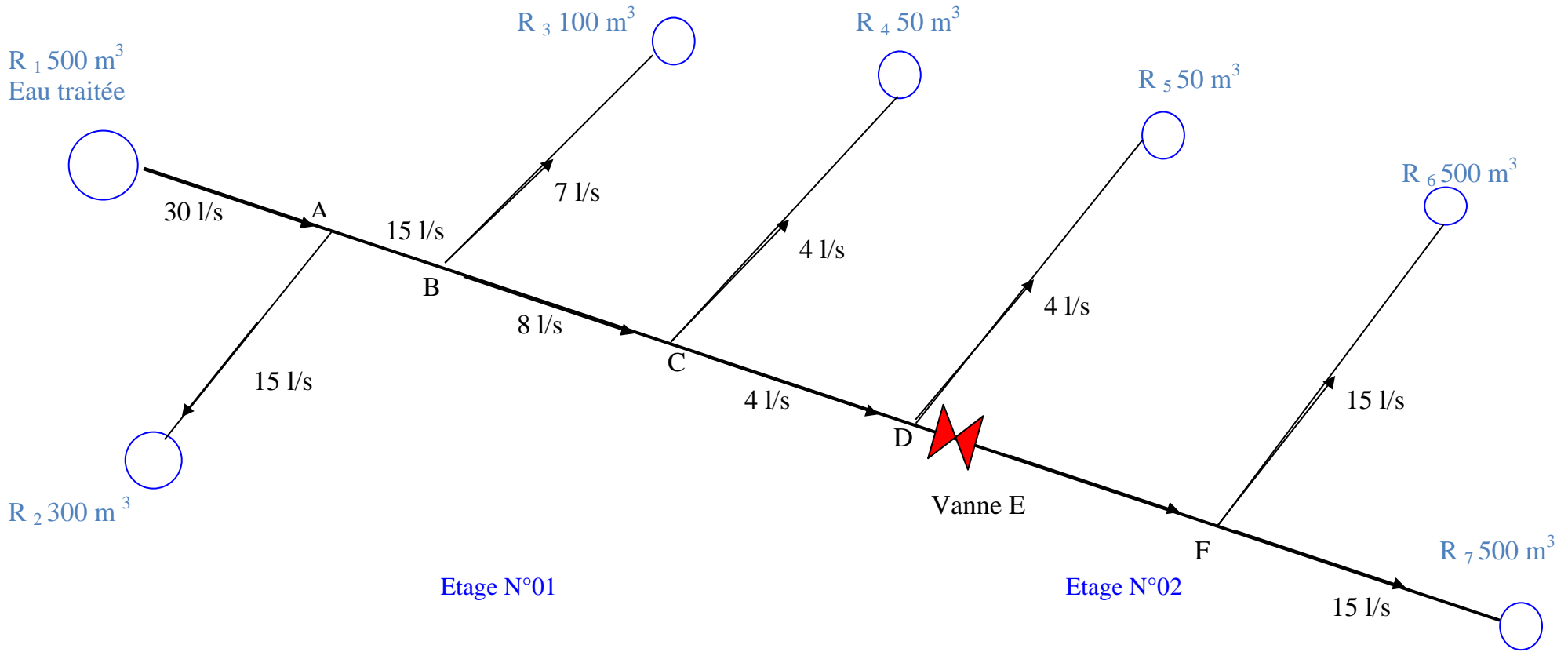


FIGURE III.2 schéma du réseau d'adductions



III-6 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTIONS

III-6-1 Dimensionnement de la conduite de refoulement

CONDUITE DE REFOULEMENT ENTRE LA PRISE D'EAU FLOTTANTE ET LE RESERVOIR D'EAU BRUTE

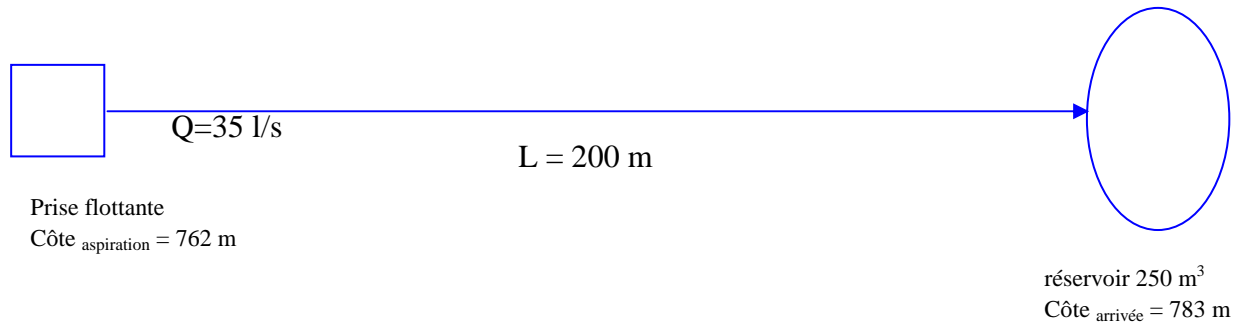


FIGURE III-3 schéma d'adduction de refoulement

- Longueur de la conduite : 200m.
- Débit refoulé $Q=35$ l/s

III-6-1-1 CALCUL DU DIAMETRE DE REFOULEMENT : PRISE D'EAU - RESERVOIR D'EAU BRUTE

Le diamètre de la conduite est déterminé en première approximation suivant :

La formule de BONNIN.

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec : D : diamètre en (m).

Q : débit en (m^3/s)

-Application

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.035} = 0,187m = 187mm$$

Remarque : les diamètre normalisés du PEHD sont pris à partir du catalogue groupe **CHIALI**

Le diamètre normalisé est de **200 mm** en PEHD.

Et en deuxième approximation suivant :

La formule de BRESS

$$D = 1.5\sqrt{Q}$$

Avec : D : diamètre en (m).

Q : débit en (m^3/s)

-Application

$$D = 1.5\sqrt{Q} = 1.5\sqrt{0.035} = 0,281m = 281mm$$

Le diamètre normalisé est de **315 mm** en PEHD.

Donc pour choisir le diamètre économique on doit vérifier la vitesse par l'équation de continuité

$$Q = V \times S \quad \text{Tel que } V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

diamètre économique (mm)	vitesse (m/s)
≤250	1÷1.5
300÷800	1.2÷2
>800	1.8÷3

Tableau III.1 diamètre économique et vitesse d'écoulement

Pour **BONNIN** : D=200mm → V=1.12 m/s (vérifie).

Pour **BRESS** : D=315mm → V=0.45 m/s (non vérifie).

D'après le **tableau III.1** on remarque que pour D=200mm la vitesse est vérifiée, mais pour D=315mm la vitesse n'est pas vérifiée.

Donc le diamètre de refoulement choisi est : **D=200mm**

III-6-1-2 CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_{ref}$$

$$H_g = Z_1 - Z_2 . \quad \text{Avec } Z_1 : \text{côte d'arrivée du réservoir } 250 \text{ m}^3$$

Z_2 : côte d'aspiration.

-Application

$$H_g = 783 - 762 = 21 \text{ m.} \quad \text{Donc ; } \mathbf{H_g=21m}$$

III-6-1-3 CALCUL DES PERTES DE CHARGE TOTALES

$$\Delta H_{ref} = \Delta H_{sing} + \Delta H_{linéaire}$$

ΔH_{sing} : pertes de charge singulière, qui sont estimées à 15% des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{16 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{2 g \times \pi^2 \times D^5}$$

On suppose que le régime d'écoulement est turbulent rugueux et on calcule λ par la formule de NIKURADZE:

$$\text{Avec : } \lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2}$$

Remarque : les caractéristiques des matériaux sont connues (données par le bureau d'étude)

$$L = 200 \text{ m}$$

$$Q = 0.035 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\varnothing = 0,2 \text{ m}$$

$$\varepsilon/D = 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = 0.012$$

-Application

$$\Delta H_{\text{linéaire}} = \frac{16 \times L_{\text{ref}} \times \lambda \times Q^2}{2 \times g \times \pi^2 \times D^5} = 0.76 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Sigma \Delta H_{\text{ref}} = 1.15 \times \Delta H_{\text{linéaire}} = 1.15 \times 0.76 = 0.874 \text{ m}$$

$$\text{Donc la HMT} = 21 + 0.874 = \mathbf{21.874 \text{ m}}$$

En tenant compte du rabattement du barrage on admet une hauteur manométrique total :

$$\mathbf{HMT = 30 \text{ m}}$$

Donc notre prise flottante aura les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} Q = 35 \text{ L/s} \\ HMT = 30 \text{ m} \end{cases}$$

III-6-2 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTION

III-6-2-1 conduite reliant le réservoir de 500m³(eau traitée) au réservoir de 500m³ de (Geni Camp Morand)

- Côte du départ du réservoir 500 m³ (site barrage Fatsen) 773,00 m.
- Côte d'arrivée réservoir 500 m³ Génie Camp Morand 618,00 m.
- Longueur de la conduite 18227 m.
- Le débit qui sort de réservoir 500 m³ est de 30 l/s.

Puisque le diamètre est inconnu on parle de la charge disponible $\Delta H_d = C_{p1} - C_{p7} = 773 - 618 = 155 \text{ m}$

Si on assimile la perte de charge ΔH à ΔH_d on trouve

$$\Delta H = \Delta H_d = \frac{1.15 \times 8 \times \lambda \times L_{1-7} \times Q^\beta}{g \times \pi^2 \times D^m} \quad \text{avec } \beta=2 ; m=5$$

$$\text{Donc } D = \sqrt[5]{\frac{1.15 \times 8 \times \lambda \times L_{1-7} \times Q^2}{\Delta H \times \pi^2 \times g}}$$

On suppose que le régime d'écoulement est turbulent rugueux et on calcule λ par la formule de NIKURADZE:

$$\text{Avec : } \lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2} = 0.02$$

tel que ; $\frac{\varepsilon}{D} = 10^{-3}$ étant la rugosité relative.

-Application

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.02 \times 18227 \times 0.03^2}{155 \times g \times \pi^2}} = 0.177\text{m} = 177\text{mm}$$

Le diamètre calculé se trouve entre deux diamètres normalisés **150mm < 177mm < 200mm** en FONTE.

Donc on cherche les longueurs L_1 qui correspond au diamètre 200mm et L_2 qui correspond au diamètre 150mm (conduite télescopique).

On a :

$$\sum \Delta H = \frac{1.15 \times 8 \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2} \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_T - L_1}{D_2^5} \right) \quad \text{tel que } L_T = L_1 + L_2$$

-Application

$$155 = 1.7 \times 10^{-6} \times \left(\frac{L_1}{0.2^5} + \frac{18227 - L_1}{0.15^5} \right) \Rightarrow \text{que } \begin{cases} L_1 = 14795\text{m} \rightarrow D_1 = 200\text{mm} \\ L_2 = 3432\text{m} \rightarrow D_2 = 150\text{mm} \end{cases}$$

III-6-2-2 Conduite : Point A vers le réservoir de 300m³ de (Oum Djellil)

$$\text{On a : } C_{\text{pez R500}} = C_{\text{pez A}} + \sum \Delta H \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$C_{\text{pez A}} = C_{\text{pez R300}} + \sum \Delta H \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow C_{\text{pez A}} = C_{\text{pez R500}} - \sum \Delta H \quad \Rightarrow C_{\text{pez A}} = 773 - \sum \Delta H$$

$$\text{Avec } \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times \lambda \times L_{A-1} \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

$$(2) \Rightarrow \sum \Delta H = C_{\text{pez A}} - C_{\text{pez R300}}$$

$$\text{tel que } \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times \lambda \times L_{A-2} \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad \text{et}$$

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2} = 0.012$$

tel que ; $\frac{\varepsilon}{D} = 10^{-4}$ étant la rugosité relative.

$$\text{Donc } D = \sqrt[5]{\frac{1.15 \times 8 \times \lambda \times L_{A-2} \times Q^2}{\sum \Delta H \times \pi^2 \times g}}$$

-Application

$$(1) \Rightarrow \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times 0.02 \times 3185 \times 0.03^2}{g \times \pi^2 \times 0.2^5} = 17 \text{ m}$$

$$C_{\text{pez A}} = C_{\text{pez R500}} - \sum \Delta H = 773 - 17 = 756 \text{ m}$$

$$(2) \Rightarrow \sum \Delta H = C_{\text{pez A}} - C_{\text{pez R300}} = 756 - 730 = 26 \text{ m}$$

$$\text{Doux; } D = \sqrt[5]{\frac{1.15 \times 8 \times 0.012 \times 1600 \times 0.015^2}{26 \times 9.81 \times \pi^2}} = 0.11 \text{ m} = 110 \text{ mm}$$

Donc le diamètre normalisé est : **110mm** en PEHD.

III-6-2-3 Conduite : Point B vers le réservoir de 100m³ de (SOUAFINE)

Pour le dimensionnement de cette adduction on utilise un tableau qui donne les Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge (**acier**)

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

Pour l'adduction de **SOUAFINE** on a : $\begin{cases} \text{débit} = 7 \text{ l/s} \\ \text{longueur}(l_{B-3}) = 630 \text{ m} \end{cases}$

Donc à partir du **tableau II (annexe)** on trouve que le diamètre est de : 100mm

D=100 mm

$$\text{On a : } C_{\text{pez A}} = C_{\text{pez B}} + \sum \Delta H \dots\dots\dots (1)$$

$$C_{\text{pez B}} = C_{\text{pez R100}} + \sum \Delta H \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow C_{\text{pez B}} = C_{\text{pez A}} - \sum \Delta H \Rightarrow C_{\text{pez B}} = 756 - \sum \Delta H$$

$$\text{Avec } \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times \lambda \times L_{A-B} \times Q^2}{D^5}$$

$$\text{Et } \sum \Delta H_{B-3} = 1.15 \times \frac{K \times L_{B-3} \times Q^B}{D^m} \text{ tel que } K=0.00175 ; \beta=2 ; m=5.1 \text{ (pour l'acier)}$$

-Application

$$(1) \Rightarrow \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times 0.02 \times 4431 \times 0.015^2}{g \times \pi^2 \times 0.2^5} = 5.92 \text{ m}$$

$$C_{\text{pez B}} = C_{\text{pez A}} - \sum \Delta H = 756 - 5.92 = 750.08 \text{ m}$$

$$\sum \Delta H_{B-3} = 1.15 \times \frac{0.00175 \times 630 \times 0.007^2}{0.1^{5.1}} = 7.82 \text{ m}$$

$$(2) \Rightarrow \sum \Delta H_{B-3} = C_{\text{pez B}} - C_{\text{pez R50}} = 750.08 - 685 = 65.08 \text{ m}$$

Si on calcule la différence entre la perte de charge calculée pour un diamètre 100mm et la perte de charge disponible on trouve :

$$\Delta H = 65.08 - 7.82 = 57.26 \text{ m}$$

Donc pour avoir la pression qu'il faut on place un **réducteur de pression** qui réduit la pression de 57.26 m.

III-6-2-4 Conduite : Point C vers le réservoir de 50m³ de (NMAIMIA)

Pour l'adduction de NMAIMIA on a : $\begin{cases} \text{débit} = 4l/s \\ \text{longueur}(l_{C-4}) = 680m \end{cases}$

Donc à partir du **tableau II (annexe)** on trouve que le diamètre est de : 75mm

$$\boxed{D=75 \text{ mm}}$$

$$\text{On a : } C_{\text{pez B}} = C_{\text{pez C}} + \sum \Delta H \dots\dots\dots (1)$$

$$C_{\text{pez C}} = C_{\text{pez R50}} + \sum \Delta H \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow C_{\text{pez C}} = C_{\text{pez B}} - \sum \Delta H \Rightarrow C_{\text{pez C}} = 750.08 - \sum \Delta H$$

$$\text{Avec } \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times \lambda \times L_{B-C} \times Q^2}{D^5} \text{ Et}$$

$$\sum \Delta H_{C-4} = 1.15 \times \frac{K \times L_{C-4} \times Q^B}{D^m} \text{ tel que } K=0.00175 ; \beta=2 ; m=5.1 \text{ (pour l'acier)}$$

-Application

$$(1) \Rightarrow \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times 0.02 \times 4530 \times 0.008^2}{g \times \pi^2 \times 0.2^5} = 1.72 \text{ m}$$

$$C_{\text{pez C}} = C_{\text{pez B}} - \sum \Delta H = 750.8 - 1.72 = 749.08 \text{ m}$$

$$\sum \Delta H_{C-4} = 1.15 \times \frac{0.00175 \times 680 \times 0.004^2}{0.075^{5.1}} = 11.96 \text{ m}$$

$$(2) \Rightarrow \sum \Delta H_{C-4} = C_{\text{pez C}} - C_{\text{pez R50}} = 749.08 - 662 = 87.08 \text{ m}$$

Si on calcule la différence entre la perte de charge calculée pour un diamètre 75 mm et la perte de charge disponible on trouve :

$$\Delta H = 87.08 - 11.96 = 75.12 \text{ m}$$

Donc pour avoir la pression qu'il faut on place un **réducteur de pression** qui réduit la pression de 75.12 m.

III-6-2-5 Conduite : Point D vers réservoir 50m³ de (ANCIEN ADJELANA)

Pour l'adduction de ANCIEN ADJELANA on a : $\begin{cases} \text{débit} = 4l / s \\ \text{longueur}(l_{D-5}) = 440m \end{cases}$

Donc à partir du **tableau II (annexe)** on trouve que le diamètre est de : 75mm

$$\boxed{D=75 \text{ mm}}$$

$$\text{On a : } C_{\text{pez C}} = C_{\text{pez D}} + \sum \Delta H \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$C_{\text{pez D}} = C_{\text{pez R50}} + \sum \Delta H \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow C_{\text{pez D}} = C_{\text{pez C}} - \sum \Delta H \quad \Rightarrow C_{\text{pez D}} = 749.08 - \sum \Delta H$$

$$\text{Avec } \sum \Delta H = \frac{1.15 \times 8 \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2} \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_T - L_1}{D_2^5} \right)$$

$$\text{Et } \sum \Delta H_{D-5} = 1.15 \times \frac{K \times L_{D-5} \times Q^B}{D^m} \quad \text{tel que } K=0.00175 ; B=2 ; m=5.1 \text{ (pour l'acier)}$$

-Application

$$(1) \Rightarrow \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times 0.02 \times 0.004^2}{g \times \pi^2} \left(\frac{2649}{0.2^5} + \frac{1122}{0.15^5} \right) = 0.7 \text{ m}$$

$$C_{\text{pez D}} = C_{\text{pez C}} - \sum \Delta H = 749.08 - 0.7 = 748.38 \text{ m}$$

$$\sum \Delta H_{D-5} = 1.15 \times \frac{0.00175 \times 440 \times 0.004^2}{0.075^{5.1}} = 7.73 \text{ m}$$

$$(2) \Rightarrow \sum \Delta H_{D-5} = C_{\text{pez D}} - C_{\text{pez R50}} = 748.38 - 664 = 84.38 \text{ m}$$

Si on calcule la différence entre la perte de charge calculée pour un diamètre 75 mm et la perte de charge disponible on trouve :

$$\Delta H = 84.38 - 7.73 = 76.65 \text{ m}$$

Donc pour avoir la pression qu'il faut on place un **réducteur de pression** qui réduit la pression de 76.65 m.

III-6-2-6 Conduite : Point F vers le réservoir de 500m³ de (NOUVELLE ADJELANA)

$$\text{On a : } C_{\text{pez R500}} = C_{\text{pez F}} + \sum \Delta H \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$C_{\text{pez F}} = C_{\text{pez R500}} + \sum \Delta H \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow C_{\text{pez F}} = C_{\text{pez R500}} - \sum \Delta H \quad \Rightarrow C_{\text{pez F}} = 773 - \sum \Delta H$$

$$\text{Avec } \sum \Delta H = \frac{1.15 \times 8 \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2} \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_T - L_1}{D_2^5} \right)$$

$$(2) \Rightarrow \sum \Delta H = C_{\text{pez F}} - C_{\text{pez R500}} \quad \text{tel que} \quad \sum \Delta H = 1.15 \times \frac{8 \times \lambda \times L_{F-6} \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

$$\text{et } \lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2} = 0.012$$

tel que ; $\frac{\varepsilon}{D} = 10^{-4}$ étant la rugosité relative.

$$\text{Donc } D = \sqrt[5]{\frac{1.15 \times 8 \times \lambda \times L_{F-6} \times Q^2}{\sum \Delta H \times \pi^2 \times g}}$$

-Application

$$(1) \Rightarrow \sum \Delta H = \frac{1.15 \times 8 \times 0.02 \times 0.03^2}{g \times \pi^2} \left(\frac{14795}{0.2^5} + \frac{2557}{0.15^5} \right) = 136.67 \text{ m}$$

$$C_{\text{pez F}} = C_{\text{pez R500}} - \sum \Delta H = 773 - 136.67 = 636.33 \text{ m}$$

$$(2) \Rightarrow \sum \Delta H = C_{\text{pez F}} - C_{\text{pez R300}} = 636.33 - 632 = 4.33 \text{ m}$$

$$\text{Doux; } D = \sqrt[5]{\frac{1.15 \times 8 \times 0.012 \times 700 \times 0.015^2}{4.33 \times 9.81 \times \pi^2}} = 0.133\text{m} = 133\text{mm}$$

Le diamètre calculé se trouve entre deux diamètres normalisés **125mm** < 133mm < **160mm** en PEHD.

Donc on cherche les longueurs L_1 qui correspond au diamètre 160mm et L_2 qui correspond au diamètre 125mm.

On a :

$$\sum \Delta H = \frac{1.15 \times 8 \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2} \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_T - L_1}{D_2^5} \right) \quad \text{tel que } L_T = L_1 + L_2$$

-Application

$$4.33 = 2.57 \times 10^{-7} \times \left(\frac{L_1}{0.16^5} + \frac{700 - L_1}{0.125^5} \right) \Rightarrow \text{que } \begin{cases} L_1 = 255.72\text{m} \rightarrow D_1 = 160\text{mm} \\ L_2 = 444.28\text{m} \rightarrow D_2 = 125\text{mm} \end{cases}$$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement :

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau
1-A	3185	200	Fonte
A-2	1600	110	PEHD
A-B	4431	200	Fonte
B-3	630	100	Acier
B-C	4530	200	Fonte
C-4	680	75	Acier
C-D	2649 1122	200 150	Fonte
D-5	440	75	Acier

D-F	1435	150	Fonte
F-6	255.72 444.28	160 125	PEHD
F-7	875	150	Fonte

Tableau III.2 tableau récapitulatif de dimensionnement

Conclusion

Dans ce chapitre le paramètre le plus important est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable, et Pour ce faire nous avons toujours recours à l'aspect technico-économique. En fin le choix du matériau des conduites est fait selon les mêmes critères technico-économique notamment en tenant compte de la nature du sol, la topographie le coût.... .

CHAPITRE IV

VERIFICATION DES CAPACITES DES RESERVOIRS A L'HORIZON D'ETUDE 2015

IV-1 INTRODUCTION

Les communes de Ksar El Boukhari et Oum Djellil vont prendre en charge un accroissement de la population, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

IV-2 GENERALITES

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les avantages suivants :

- Assure la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction.
- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la consommation.
- Satisfaire les pressions de service dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et le préserver contre les fortes variations de température.
- Lutter contre d'éventuels incendies à l'aide d'une réserve d'eau permanente dans le réservoir.
- Il joue aussi un rôle de brise charge en cas de surpressions accidentelles (distribution étagée).
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

IV-3 EMLACEMENT DES RESERVOIRS

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

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui des agglomérations ce qui est vérifié pour nos fractions.
- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à l'extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.

- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. Et dans notre cas les réservoirs existant se trouvent à des cotes qui satisfont les pressions.

IV-4 CHOIX DE TYPE DE RESERVOIR

En pratique, il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterrée ou, au plus en élévation au –dessus du sol avec radier légèrement enterrée.

Cela à cause des avantages qu'ils présentent à savoir :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques.
- Etanchéité plus facile à exécuter.
- Conservation de l'eau à une température constante. Le choix de ces types des réservoirs demeure plus adéquat lorsqu'on a une grande capacité de stockage. Pour notre étude il s'agit des réservoirs semi enterrée alimentés gravitairement.

IV-5 CALCUL DES CAPACITES DES RESERVOIRS : $R_2, R_3, R_4, R_5, R_6, R_7$

La capacité des réservoirs est fonction des variations de la consommation et le débit entrant dans les réservoirs.

L'alimentation de nos réservoirs se fait par étage (on alimente le premier étage (R_2, R_3, R_4, R_5) pendant 12 h après on alimente le deuxième étage (R_6, R_7) pendant 12h.

Le volume utile du réservoir est donné par l'expression suivante :

$$V_u = \frac{a\% \times Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots(VI-1)$$

- V_U : volume utile du réservoir.

- $Q_{\max j}$: débit maximal journalier.

- a% : pourcentage du volume maximal qui devant être stocké.

IV-5-1 Variation horaire de la consommation totale (fractions Oum Djellil, Souafine Sidi Hadjes, Nmaimia)

Heures (h)	Le débit max journalier $Q_{max,j}$				Courbe intégrale (%)
	(%)	Oum djellil	Souafine+Sidi Hadjes	Nmaimia	
		426.96 (m ³ /h)	257.38 (m ³ /h)	77.65 (m ³ /h)	
0-1	1	4.2696	2.5738	0.7765	1
1-2	1	4.2696	2.5738	0.7765	2
2-3	1	4.2696	2.5738	0.7765	3
3-4	1	4.2696	2.5738	0.7765	4
4-5	2	8.5396	5.1476	1.553	6
5-6	3	12.8088	7.7214	2.3295	9
6-7	5	21.348	12.869	3.8825	14
7-8	6,5	27.7524	16.7297	5.04725	20.5
8-9	6,5	27.7524	16.7297	5.04725	27
9-10	5,5	23.4828	14.1559	4.27075	32.5
10-11	4,5	18.78624	11.5821	3.49425	37
11-12	5,5	23.4828	14.1559	4.27075	42.5
12-13	7	29.8872	18.0166	5.4355	49.5
13-14	7	29.8872	18.0166	5.4355	56.5
14-15	5,5	23.4828	14.1559	4.27075	62
15-16	4,5	18.78624	11.5821	3.49425	66.5
16-17	5	21.348	12.869	3.8825	71.5
17-18	6,5	27.7524	16.7297	5.04725	78
18-19	6,5	27.7524	16.7297	5.04725	84.5
19-20	5	21.348	12.869	3.8825	89.5
20-21	4,5	18.78624	11.5821	3.49425	94
21-22	3	12.8088	7.7214	2.3295	97
22-23	2	8.5392	5.1476	1.553	99
23-24	1	4.2696	2.5736	0.7765	100

Tableau IV-1 : variation horaire de la consommation totale (Oum djellil, Souafine, Sidi Hadjes, Nmaimia)

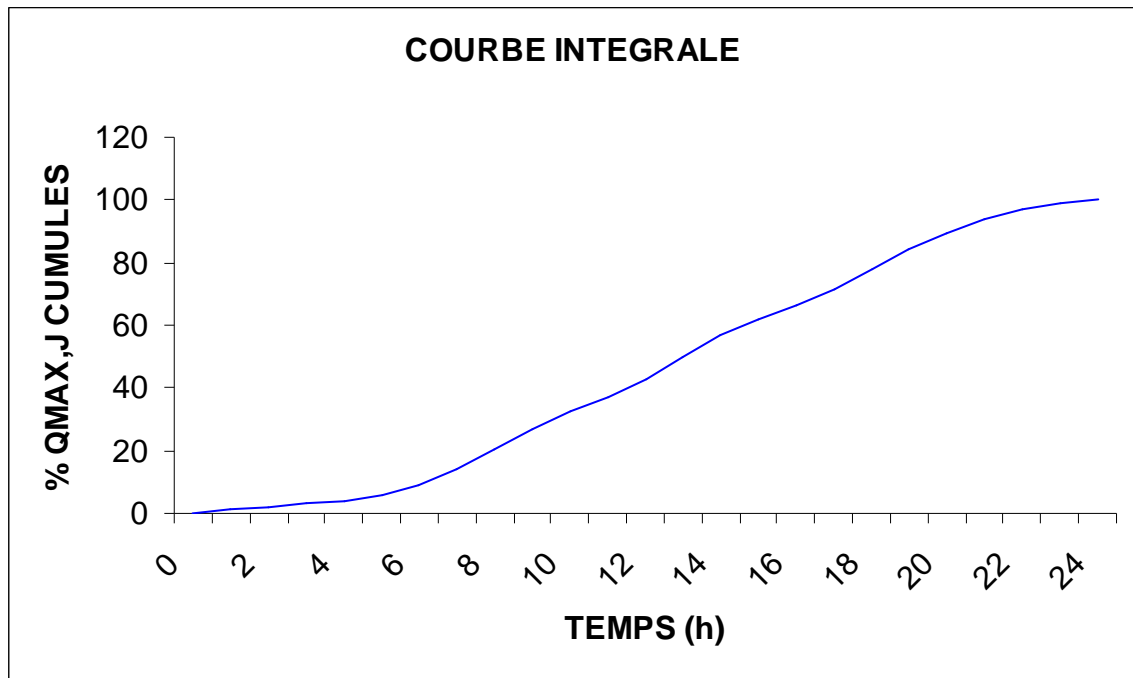


Figure IV-1 : courbe intégrale (Oum djellil, Souafine, Sidi Hadjes, Nmaimia)

IV-5-2 Variation horaire de la consommation totale (fraction Adjelana)

Heures (h)	Q _{max} journalier total = 1490.42		Courbe intégral (%)
	%	(m ³ /h)	
0-1	1,5	22.3563	1.5
1-2	1,5	22.3563	3
2-3	1,5	22.3563	4.5
3-4	1,5	22.3563	6
4-5	2,5	37.2605	8.5
5-6	3,5	52.1647	12
6-7	4,5	67.0689	16.5
7-8	5,5	81.9731	22
8-9	6,25	93.15125	28.25
9-10	6,25	93.15125	34.5
10-11	6,25	93.15125	40.75
11-12	6,25	93.15125	47

12-13	5	74.521	52
13-14	5	74.521	57
14-15	5,5	81.9731	62.5
15-16	6	89.4252	68.5
16-17	6	89.4252	74.5
17-18	5,5	81.9731	80
18-19	5	74.521	85
19-20	4,5	67.0689	89.5
20-21	4	59.6168	93.5
21-22	3	44.7126	96.5
22-23	2	29.8084	98.5
23-24	1,5	22.3563	100

Tableau IV-2 : variation horaire de la consommation totale (Adjelana)

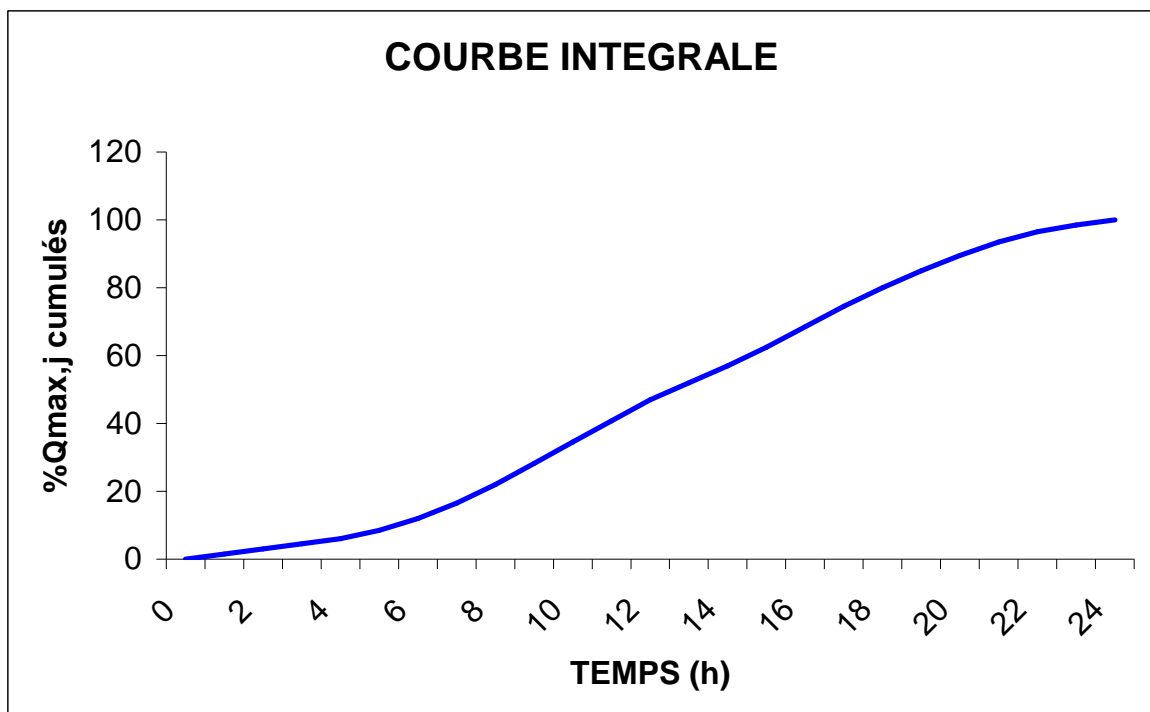


Figure IV.2 : courbe intégrale (Adjelana)

IV-5-3 Détermination de la capacité du réservoir N°02 (OUM DJELLIL)

heure	consommation d'eau en %	Apport %	stockage%	distribution%	Volume du réservoir%
0-1	1	0	-	1	42.5
1-2	1	0	-	1	41.5
2-3	1	0	-	1	40.5
3-4	1	0	-	1	39.5
4-5	2	0	-	2	38.5
5-6	3	0	-	3	36.5
6-7	5	0	-	5	33.5
7-8	6,5	0	-	6,5	28.5
8-9	6,5	0	-	6,5	22
9-10	5,5	0	-	5,5	15.5
10-11	4,5	0	-	4,5	10
11-12	5,5	0	-	5,5	5.5
12-13	7	8.33	1.33	-	0
13-14	7	8.33	1.33	-	1.33
14-15	5,5	8.33	2.83	-	2.66
15-16	4,5	8.33	3.83	-	5.49
16-17	5	8.33	3.33	-	9.32
17-18	6,5	8.33	1.83	-	12.65
18-19	6,5	8.33	1.83	-	14.48
19-20	5	8.33	3.33	-	16.31
20-21	4,5	8.34	3.84	-	19.64
21-22	3	8.34	5.34	-	23.48
22-23	2	8.34	6.34	-	28.82
23-24	1	8.34	7.34	-	35.16
Total	100	100	42.5	42.5	

Tableau IV-3 : détermination de la capacité du réservoir (Oum djellil)

$$\text{Donc } V_u = \frac{42.5 \times 262.73}{100} = 111.66 \text{ m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de 60 m³/h pendant deux heures à raison de 17 l/s.

$$\text{Donc : } V_T = V_u + V_{\text{inc}} \Rightarrow V_T = 111.66 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3$$

$$V_t = 231.66 \text{ m}^3$$

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau est **300 m³**, alors que le volume calculé est estimé à **231.66 m³**, donc la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de l'agglomération (OUM DJELLIL) pour l'horizon 2015.

IV-5-4 Détermination de la capacité du réservoir N°03 (SOUAFINE)

Remarque :

Pour calculer la capacité du réservoir de Souafine on tient compte de la consommation de l'agglomération (Sidi Hadjeras).

Heure	consommation d'eau en %	Apport %	stockage%	distribution%	Volume du réservoir%
0-1	1	0	-	1	42.5
1-2	1	0	-	1	41.5
2-3	1	0	-	1	40.5
3-4	1	0	-	1	39.5
4-5	2	0	-	2	38.5
5-6	3	0	-	3	36.5
6-7	5	0	-	5	33.5
7-8	6,5	0	-	6,5	28.5
8-9	6,5	0	-	6,5	22
9-10	5,5	0	-	5,5	15.5
10-11	4,5	0	-	4,5	10
11-12	5,5	0	-	5,5	5.5
12-13	7	8.33	1.33	-	0
13-14	7	8.33	1.33	-	1.33
14-15	5,5	8.33	2.83	-	2.66

15-16	4,5	8.33	3.83	-	5.49
16-17	5	8.33	3.33	-	9.32
17-18	6,5	8.33	1.83	-	12.65
18-19	6,5	8.33	1.83	-	14.48
19-20	5	8.33	3.33	-	16.31
20-21	4,5	8.34	3.84	-	19.64
21-22	3	8.34	5.34	-	23.48
22-23	2	8.34	6.34	-	28.82
23-24	1	8.34	7.34	-	35.16
Total	100	100	42.5	42.5	

Tableau IV-4 : détermination de la capacité de réservoir (Souafine)

$$\text{Donc } V_u = \frac{42.5 \times 179.86}{100} = 76.44 \text{ m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de 60 m³/h pendant deux heures à raison de 17 l/s.

$$\text{Donc : } V_T = V_u + V_{\text{inc}} \Rightarrow V_T = 76.44 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3$$

$$V_t = 200 \text{ m}^3$$

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau est **100 m³**, alors que le volume calculé est estimé à **200m³**, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins des l'agglomérations (SOUAFINE et SIDI HADJERES) pour l'horizon 2015.C'est la présence d'un déficit de **100 m³**. Par ceci on recommande de projeter un réservoir de capacité **100 m³**.

IV-5-5 Détermination de la capacité du réservoir N°04 (NMAIMIA)

heure	consommation d'eau en %	Apport %	stockage%	distribution%	Volume du réservoir%
0-1	1	0	-	1	42.5
1-2	1	0	-	1	41.5
2-3	1	0	-	1	40.5
3-4	1	0	-	1	39.5
4-5	2	0	-	2	38.5
5-6	3	0	-	3	36.5

6-7	5	0	-	5	33.5
7-8	6,5	0	-	6,5	28.5
8-9	6,5	0	-	6,5	22
9-10	5,5	0	-	5,5	15.5
10-11	4,5	0	-	4,5	10
11-12	5,5	0	-	5,5	5.5
12-13	7	8.33	1.33	-	0
13-14	7	8.33	1.33	-	1.33
14-15	5,5	8.33	2.83	-	2.66
15-16	4,5	8.33	3.83	-	5.49
16-17	5	8.33	3.33	-	9.32
17-18	6,5	8.33	1.83	-	12.65
18-19	6,5	8.33	1.83	-	14.48
19-20	5	8.33	3.33	-	16.31
20-21	4,5	8.34	3.84	-	19.64
21-22	3	8.34	5.34	-	23.48
22-23	2	8.34	6.34	-	28.82
23-24	1	8.34	7.34	-	35.16
Total	100	100	42.5	42.5	

Tableau IV-5 : détermination de la capacité de réservoir (Nmaimia)

$$\text{Donc } V_u = \frac{42.5 \times 63.25}{100} = 26.88 \text{ m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de 60 m³/h pendant deux heures à raison de 17 l/s.

$$\text{Donc : } V_T = V_u + V_{\text{inc}} \Rightarrow V_T = 26.88 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3$$

$$\boxed{V_t = 146.88 \text{ m}^3}$$

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau est **50 m³**, alors que le volume calculé est estimé à **146.88 m³**, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de l'agglomération (Nmaimia) pour l'horizon 2015. C'est la présence d'un déficit de **100 m³**. Par ceci on recommande de projeter un réservoir de capacité **100 m³**.

IV-5-6 Détermination de la capacité des réservoir N°05 et N°06 et N°07 (nouvelle et ancienne Adjelana et Gini Camp Morand)

heure	consommation d'eau en %	Apport %	stockage%	distribution%	Volume du réservoir%
0-1	1,5	8.33	6.83	-	0
1-2	1,5	8.33	6.83	-	6.83
2-3	1,5	8.33	6.83	-	13.66
3-4	1,5	8.33	6.83	-	20.49
4-5	2,5	8.33	5.83	-	27.32
5-6	3,5	8.33	4.83	-	33.15
6-7	4,5	8.33	3.83	-	37.98
7-8	5,5	8.33	2.83	-	41.81
8-9	6,25	8.34	2.09	-	44.64
9-10	6,25	8.34	2.09	-	46.73
10-11	6,25	8.34	2.09	-	48.82
11-12	6,25	8.34	2.09	-	50.91
12-13	5	0	-	5	53
13-14	5	0	-	5	48
14-15	5,5	0	-	5,5	43
15-16	6	0	-	6	37.5
16-17	6	0	-	6	31.5
17-18	5,5	0	-	5,5	25.5
18-19	5	0	-	5	20
19-20	4,5	0	-	4,5	15
20-21	4	0	-	4	10.5
21-22	3	0	-	3	6.5
22-23	2	0	-	2	3.5
23-24	1,5	0	-	1,5	1.5
Total	100	100	53	53	

Tableau IV-6 : détermination de la capacité de réservoir (nouvelle et ancienne Adjelana et Gini Camp Morand)

$$\text{Donc } V_u = \frac{50.91 \times 1178.94}{100} = 501.05 \text{ m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de 120 m³/h pendant deux heures à raison de 17 l/s.

$$\text{Donc : } V_T = V_u + V_{\text{inc}} \Rightarrow V_T = 501.05 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3$$

$$V_t = 621.05 \text{ m}^3$$

Remarque :

La capacité totale des trois réservoirs est **1050 m³**, alors que le volume calculé est estimé à **621.05 m³**, donc la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins de l'agglomération (ADJELANA) pour l'horizon 2015.

IV-6 EQUIPEMENT DES RESERVOIRS PROJETES

Les réservoirs projetés sont de type semi enterré, se trouvent à des niveaux supérieurs aux agglomérations pour satisfaire la pression

IV-6-1 Conduite d'arrivée

La conduite d'arrivée dans le réservoir doit se faire par le bas et de côté opposé de la conduite de départ pour avoir un bon brassage de l'eau (réserve incendie + volume utile).

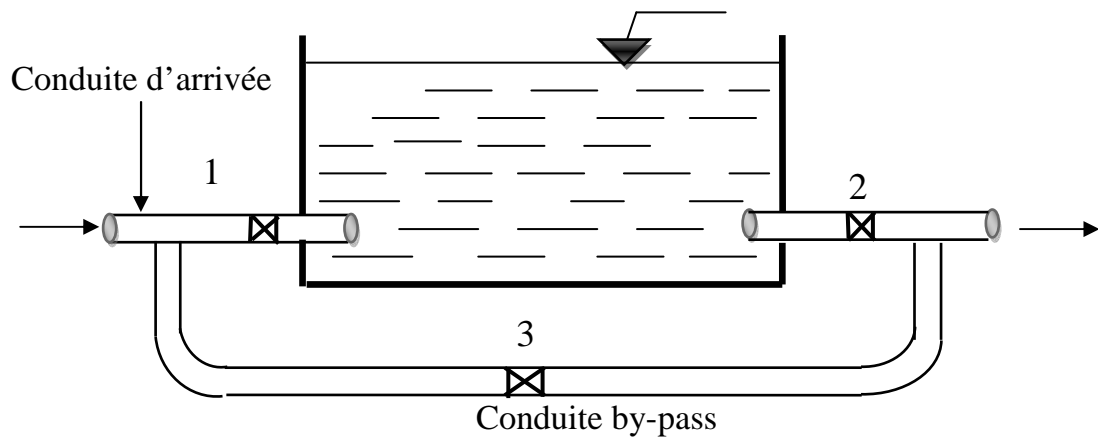


Figure IV-3 : conduite d'arrivée

IV-6-2 Conduite de distribution

Pour avoir un bon brassage de l'eau (incendie+utile).l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée qui est vérifiée pour notre cas. La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

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

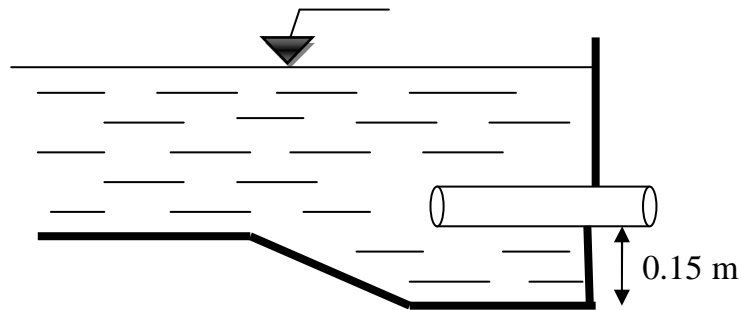


Figure. IV-4: Conduite de distribution

IV-6-3 Conduite de décharge ou de vidange

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

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

Pour nos réservoirs ces conditions sont vérifiées

IV-6-4 Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer le déversement du réservoir, c'est-à-dire l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où l'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge. En limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s

IV-6-5 By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir, il suffit de disposer d'un by-pass (figure IV-1), son fonctionnement est le suivant :

- Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,
- En By-pass : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

IV-6-6 Matérialisation de la réserve d'incendie

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

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

En service normal : vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

Incendie : il suffit d'ouvrir la vanne 2.

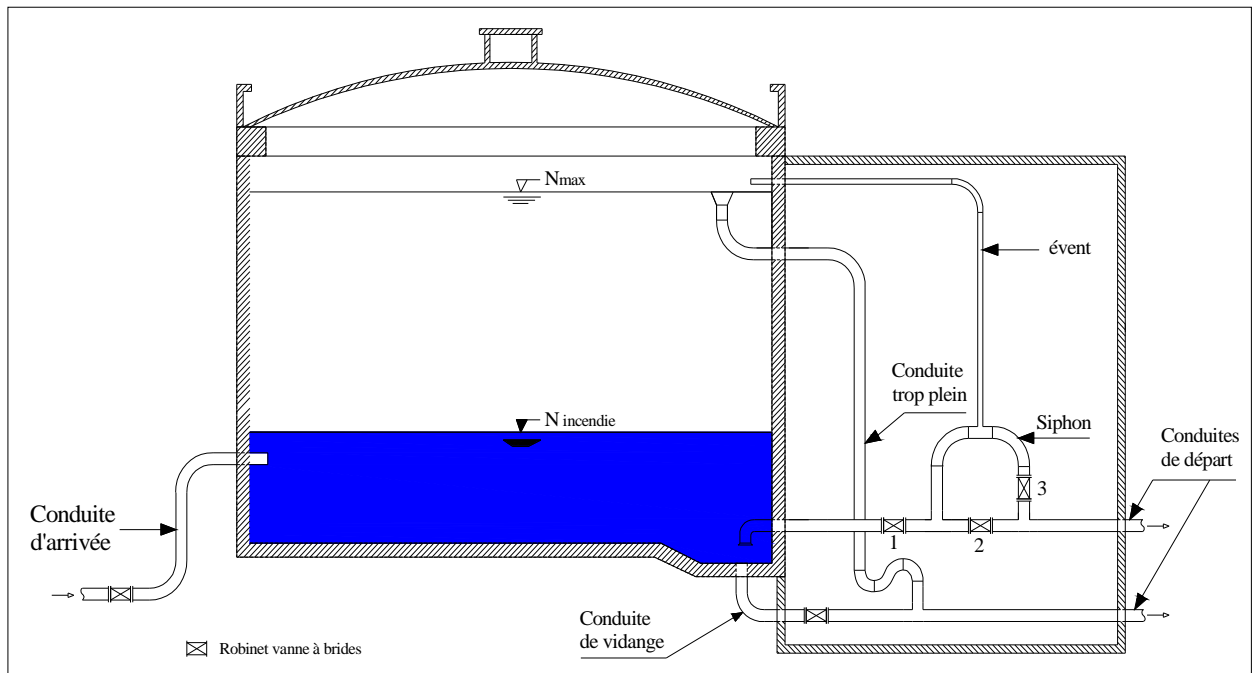


Figure IV-5 équipement de réservoir

Conclusion

Dans ce chapitre la, et après le calcul des réservoirs, nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2015, c'est pour cette raison on a recommandé de projeter 02 réservoirs de 100 m^3 pour les agglomérations (Souafine, Nmaimia). Le réservoir constitue un maillon important et faible en même temps dans les infrastructures d'alimentation en eau potable. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

CHAPITRE V

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE REGIME TRANSITOIRE ET LA CORROSION

V-1 PROTECTION DES CONDIURES CONTRE LE COUP DE BELIER

V-1-1 INTRODUCTION

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou refoulement dont les causes les fréquents sont les suivants :

- Arrête brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite débitant sur un réservoir (cas refoulement).
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obstruction placé au bout d'une conduite (cas gravitaire).

V-1-2 ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE DU COUP DE BELIER

Nous considérons dans un système analogue à notre système, une adduction gravitaire reliant deux réservoirs où il circule un débit Q avec une vitesse donnée (l'adduction est menue d'un robinet vanne en aval) pour faire une analyse physique du phénomène du coup de bélier. Supposons qu'il se produit une fermeture brusque du robinet vanne cet dernière provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

➤ **1^{ere} phase**

Après la fermeture brusque du robinet vanne, Une onde de surpression prend naissance au niveau de la vanne et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (l) avec une célérité (c). Au bout de ce temps la conduite est en surpression et le temps mis par l'onde est (l/c).

➤ **2^{eme} phase**

La naissance d'une onde dépression reprend la conduite a son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total ($2l/c$) depuis l'origine du phénomène, et toute l'eau de la conduite va ce dirige vers le réservoir (vidange de la conduite).

➤ **3^{ieme} phase**

Le contact de la première tranche d'eau avec le robinet vanne pour la deuxième fois donne naissance d'une onde de dépression, entraînant une contraction de toute la conduite, au bout d'une nouvelle période (l/c) ce qui fait ($3l/c$) depuis l'origine.

➤ **4^{ème} phase**

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

V-1-3 LES MOYENS DE PROTECTION

Afin de minimiser les dégâts causés par les efforts de surpression et de dépression du coup de bélier, on prévoit des moyens de protection par des dispositifs de protection des conduites. Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

Remarque : pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air pour la conduite de refoulement, et un robinet vanne à fermeture lente pour la conduite gravitaire.

V-1-4 ETUDE DU COUP DE BELIER

V-1-4-1 Détermination de la valeur de surpression et de dépression

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

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

➤ **La surpression**

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

➤ **La dépression:**

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

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

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

c : Célérité en (m/s).

H_g : la hauteur géométrique (m).

V-1-4-2 Détermination de la célérité

On choisi de faire l'étude du coup de bélier avec du sol pour l'hypothèse de son raideur, c'est-à-dire que la conduite ne se déforme pas librement sous l'effet des contraintes engendrées

par le coup de bélier. Pour ce faire on calculera la célérité de propagation d'onde pour une conduite mince à caractéristiques unique par la formule donnée par M. SALAH. B

Donc pour notre cas, on fait l'étude pour la partie refoulement puis la partie gravitaire

V-1-4-3 Partie refoulement : Le type de matériau et le PEHD, la célérité est calculée par la formule suivante (SALAH. B) :

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K 2a(1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}}$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $k = 2.07 \times 10^9$ Pascal.

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \times 10^{11}$ pour la fonte.

$E_m = 1.2 \times 10^9$ pour le PEHD.

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0.3$ pour la fonte.

$\nu_m = 0.45$ pour Le PEHD.

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m), on prend dans notre cas $e_m = 0.005 \text{ m}$ pour le PEHD et 0.0064 m pour la fonte.

a : rayon inférieur de la conduite (m).

Remarque : concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir respectivement les tableaux (III, IV) en annexe.

-application

$$c = \frac{(2.07 \times 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0.19(1 - 0.45^2)(1 - 0.33)}{(1 - 0.45^2) \times 0.19 \times 2 \times 10^8 + 1.2 \times 10^9 \times 0.005 \times (1 - 0.33)}\right)^{1/2}} = 395.33 \text{ m / s}$$

On calcul la vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q = 35 \text{ l/s}$; et $S = 0.031 \text{ m}^2$

Donc $V_0 = 1.11 \text{ m/s}$ et $H_g = 783 - 762 = 21 \text{ m}$

Donc la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 21 + (395.33 \times 1.11 / 9.81) = \mathbf{65.7 \text{ m}}$$

On impose que $H_s=52\text{m}$

Donc ; La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 21 + 10 = 31\text{m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 52 + 10 = 62\text{m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{62}{31} = 2$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.13^2}{2 \times 9.81} = 0.065 \Rightarrow \frac{h_0}{Z} = \frac{0.065}{31} = 2.09 \times 10^{-3}$$

D'après l'abaque de M. VIBERT (calcul des réservoirs d'air) voir annexe

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 1.1 \times 10^{-2}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.65$$

$$U_0 = LS \cdot 1.1 \times 10^{-2} = 200 \times 0.031 \times 1.1 \times 10^{-2} = 68.2 \text{ litres d'air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{0.0682}{0.65} = 105 \text{ litres d'air}$$

En tenant compte de la sécurité on major cette valeur par 20% :

$$\text{Donc ; } U_{\max} = 171 \text{ litres}$$

a) Coup de clapet :

a)-1 Explication du phénomène

Lors de l'arrêt de la pompe, la disjonction de son moteur électrique par exemple, le clapet protégeant celle-ci va se fermer en un temps T_f . Ce temps de fermeture est estimé en assimilant le battant du clapet à un pendule composé dont la période d'oscillation est :

$$t = 2\pi \sqrt{\frac{I}{mgL}}$$

Avec : I : moment d'inertie du battant par rapport à l'axe de rotation

m : masse de l'axe du rotation

L : la distance de l'axe de rotation au centre d'inertie.

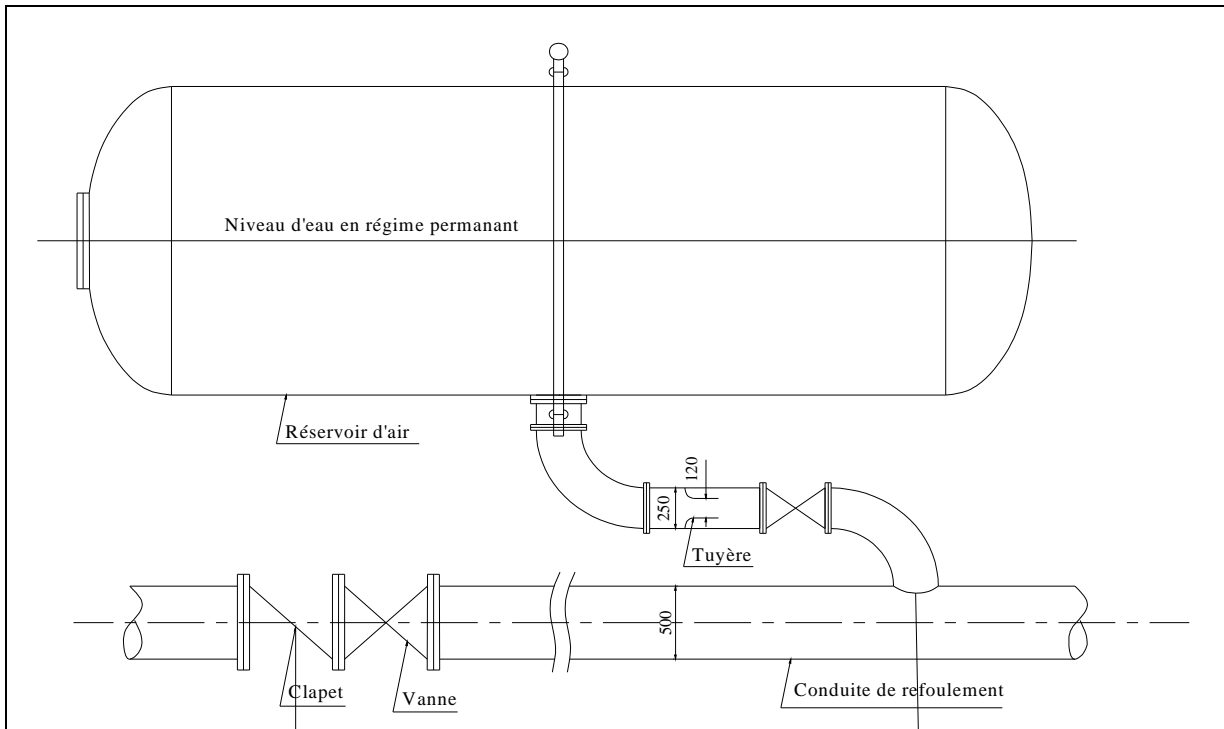


Figure V-1 Schéma d'installation du réservoir d'air, vanne et le clapet

La **figure V-2** donne le temps de fermeture des clapets à battant jusqu'au diamètre nominal de 1000 mm. **Source** (exercices de mécanique des fluides. M.Morel)

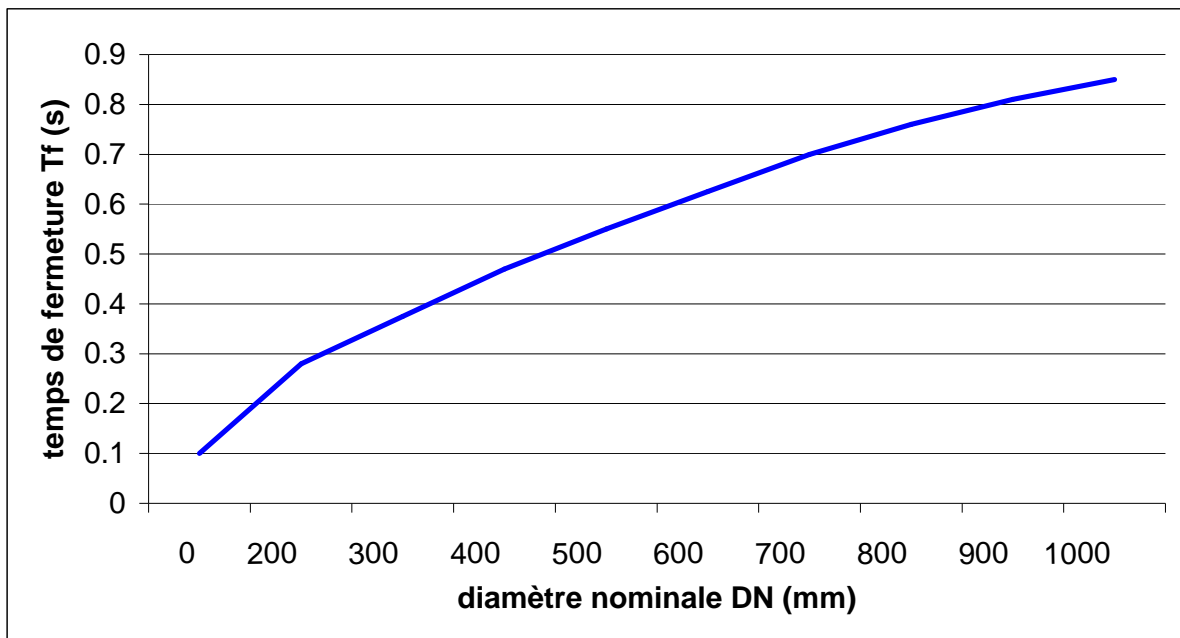


Figure V-2 temps de fermeture d'un clapet à battant considéré comme un pendule composé

En général, le ballon anti-bélier est très près des pompes et la conduite de jonction entre l'anti-bélier et le clapet a une longueur « L » très courte. L'air comprimé du ballon va pousser l'eau dans la conduite, et le débit sera revenu au bout du temps « T_i » de l'anti-bélier au clapet.

Si le temps T_f de fermeture du clapet est supérieur au temps T_i d'inversion du débit, le clapet sera violemment appliqué sur son siège par ce débit inversé. De plus le clapet interrompt le débit inversé et crée un coup de bélier qui va se propager de chaque coté.

Il est donc impératif que : $T_f < T_i$

Pour calculer le temps d'inversion du débit, on applique la méthode de LEWNISKY, elle nous permet de déterminer « i » le nombre de réflexion de l'onde de l'anti-bélier au clapet.

On a la formule suivante : $T_i = i \times \frac{2 \times L}{C}$

Tel que L : longueur entre le clapet et le réservoir d'air en (m)

C : la célérité d'onde (m/s).

i : nombre de réflexion d'onde l'anti-bélier au clapet.

Et pour déterminer « i » il faut calculer le nombre K_1

$$\text{Avec : } K_1 = 20 \frac{g \times H_{mt} \times L \times P}{C \times V_0 \times I \times N_0}$$

P : la puissance en CV sur l'arbre de la pompe.

V_0 : vitesse en régime permanent.

H_{mt} : hauteur manométrique totale.

N_0 : vitesse de rotation tr/min.

I : inertie des parties tournantes en Kg.m²

Après le calcul de la valeur K_1 en tire la valeur de « i » à partir de la **figure I** voir annexe

-application

a)-2 Calcul de la longueur entre le clapet et le réservoir d'air

On a : le diamètre nominal de refoulement qui est égal : **200mm**

À partir de la **figure V-2** on trouve que : $T_f = 0.28s$

Donc ; $T_f = 0.28s$

On applique la formule $T_f = \frac{L}{C} \Rightarrow L = C \times T_f$

$$L = 395.33 \times 0.28 = 110.7m$$

Remarque

Pour déterminer les caractéristiques détaillées de la pompe nous avons utilisé un logiciel des pompes « **FLYPS** »

$$\begin{cases} Q = 35l / s \\ H_m = 30m \end{cases} \Rightarrow \text{Le type de la pompe est : - } \mathbf{1B\ 2201-MT232}$$

- Vitesse de rotation, $N_0 = 2900$ tr/min
- Diamètre de la roue, $D = 184$ mm
- Inertie des parties tournantes $I = 0.70$ Kg.m²
- La puissance sur l'arbre, $P = 20.4$ KW

On a : 1 CV \rightarrow 736 W

$$X \rightarrow 20400 \text{ W} \quad X = 20400 / 736 = \mathbf{27.7 \text{ CV}}$$

a)-3 Calcul de K_1

$$K_1 = 20 \frac{9.81 \times 30 \times 110.7 \times 27.7}{395.33 \times 1.11 \times 0.7 \times 2900} = 20.2$$

À partir la figure I (annexe) on trouve que : $i = 2.6$

Donc **$i = 2.6$**

Et par ceci on trouve que :

$$T_i = 2.6 \times \frac{2 \times 110.7}{395.33} = 1.46 \text{ s}$$

On remarque que $(T_i = 1.46 \text{ s}) \geq (T_f = 0.28)$

Donc la condition est vérifiée et le clapet ne sera pas détérioré.

V-1-4-4 Partie gravitaire :

Pour faire l'étude du coup de bélier de la partie gravitaire on suppose que les piquages qui alimentent les réservoirs de (Oum Djellil, Souafine, Nmaimia, Adjelana nouvelle et ancienne) n'existent pas, c'est-à-dire que le débit est constant dans toute la conduite qui relie entre le réservoir d'eau traitée et le réservoir de Gini Camp Morand.

Le régime transitoire débute à partir du moment ou on manœuvre brusquement **la vanne E** (voir schémas, chapitre III., page21).

Le type de matériau de la conduite gravitaire est la fonte, et la célérité sera calculée par la formule suivante (M. **SALAH. B**) :

$$c = \frac{(K/\rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K2a(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)aE_s + E_m e_m(1-\nu_s)}\right)^{1/2}}$$

La conduite adduction est de type télescopique ($\varnothing 200\text{mm}$; $\varnothing 150\text{mm}$), donc la vitesse d'écoulement est variable c'est pour cette raison on calcule le diamètre équivalent de cette conduite.

D'après la règle de « DEPUIT »

$$L_T = l_1 \left(\frac{D}{D_1}\right)^5 + l_2 \left(\frac{D}{D_2}\right)^5 \quad \text{Tel que } D : \text{diamètre équivalent}$$

-application

$$18227 = \left(\frac{14795}{0.2^5} + \frac{3432}{0.15^2}\right) D^5 \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{18227}{91.43 \times 10^6}} = 0.182 \text{ m}$$

Donc le diamètre équivalent **D=0.182m**

On calcul la vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q=30 \text{ l/s}$; et $S=0.026 \text{ m}^2$

Donc $V_0=1.15 \text{ m/s}$ et $H_g=778-618=160\text{m}$

$$c = \frac{(2.07 \times 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0.1692(1-0.3^2)(1-0.33)}{(1-0.3^2) \times 0.1692 \times 2 \times 10^8 + 10^{11} \times 0.0064 \times (1-0.33)}\right)^{1/2}} = 1035.1 \text{ m/s}$$

On calcule la valeur maximale de surpression

$$H_s = H_g + H_{\max} \quad \text{tel que } \Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

$$H_s = 160 + (1035.1 * 1.15 / 9.81) = \mathbf{281.34 \text{ m}}$$

H_s=281.34m

On calcule la valeur maximale de la surpression par la formule de MICHAUD pour des différents temps de fermeture de la vanne ; 60s, 90s, 120s, 300s, 600s, 900s.

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t} \quad \text{tel que } t : \text{ temps de fermeture du robinet de vanne.}$$

L : longueur entre la vanne et le réservoir d'eau traitée $L=15917\text{m}$.

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Temps de fermeture T_f (s)	Suppression maximale b $+H_g$ (m)
15	408.78
30	284.4
60	222.2
90	201.5
120	191.1
300	172.4
600	166.2

Tableau V.1 : temps de fermeture en fonction de surpression maximale

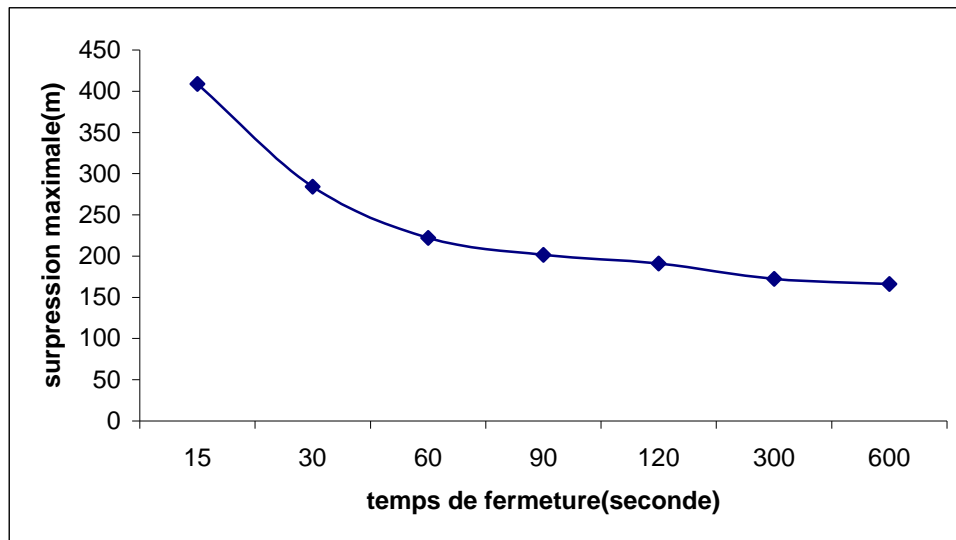


Figure V.3 : variation de la pression en fonction de temps de fermeture du robinet vanne

En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller retour de l'onde surpression « θ », on tire le nombre de pas « m » de fermeture du robinet vanne, le nombre de pas de fermeture est donné par la relation suivante :

$$m = \frac{T_f}{\theta} \quad \text{Avec} \quad \theta = \frac{2L}{C}$$

T_f : temps de fermeture de la vanne en (seconde).

θ : temps d'aller retour de l'onde en (seconde)

C : célérité de l'onde en (m/s)

-application $\theta = \frac{2 \times 15917}{1035.1} = 30.75 \text{ secondes}$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Temps de fermeture (T_f)	Nombre de pas (m)
15	0.5
30	1
60	2
90	3
120	4
300	9.75
600	20

Tableau V.2 : temps de fermeture en fonction du nombre de pas

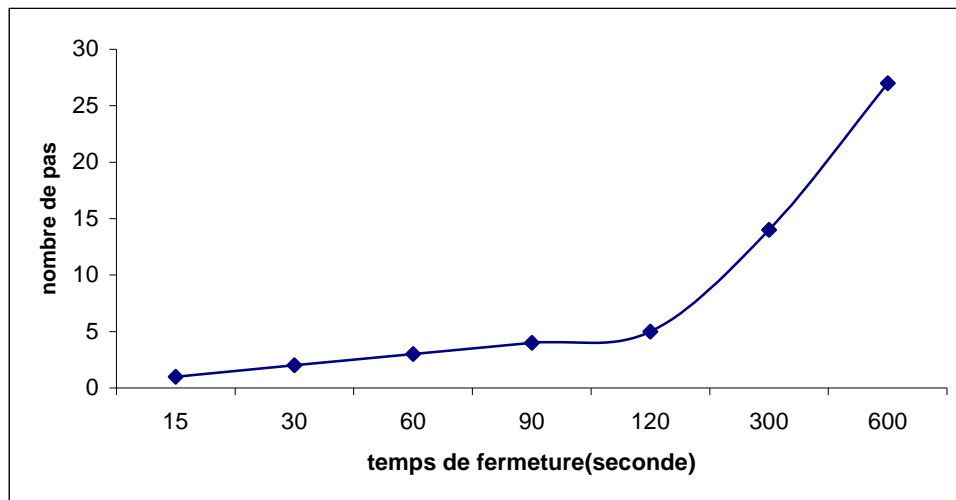


Figure V.4 : variation du nombre de pas en fonction du temps de fermeture du robinet vanne

D'après les résultats qu'on a trouvé on voit que les fermetures en 1/4 et 1/2 minutes du robinet vanne engendrent des surpressions supérieures à la valeur maximale de surpression et pour les fermetures 1, 1.5, 2, 5, 10 minutes engendrent des surpressions qui sont faibles par rapport au valeur maximale de surpression.

Donc le robinet vanne qu'on le place a les caractéristiques suivantes :

- Un temps de fermeture : $T_f = 120s$
- Nombre de pas de fermeture du robinet vanne : $m=4$

a) Détermination de la loi de manœuvre

a)-1 Organe de régulation

On entend par l'organe de régulation ; les robinets vannes qui permettent de régulariser les débits transitant dans une canalisation. Aussi ces appareils permettent d'isoler un tronçon en cas

d'entretien ou de réparation d'une conduite avariée. On distingue deux types de robinets vannes :

- les robinets dits « quart de tour » pour les faibles diamètres, utilisés comme robinet de prise ou d'arrêt dans les branchements d'immeubles ou pour la commande des appareils sous chaussées.
- Les robinets vannes pour les moyens et gros diamètres on distingue différents types d'obturateurs ; robinet vanne à opercule, à papillon, à boisseau, à soupape, à disque...

Ces robinets vannes permettant des ouvertures et fermetures lentes, correctement dimensionnées leurs manœuvres ne provoquent pas de perturbation de l'écoulement.

Dans notre projet on a choisi un robinet vanne à opercule.

a)-2 Robinet vanne ordinaire à passage direct (vanne à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont très utilisés dans les systèmes d'alimentation en eau potable. Leur dispositif de fermeture est constitué d'un opercule logé dans une calotte hémisphérique. Ils possèdent la faculté de permettre des ouvertures et fermetures lentes. On représente le robinet vanne à opercule dans la figure suivante

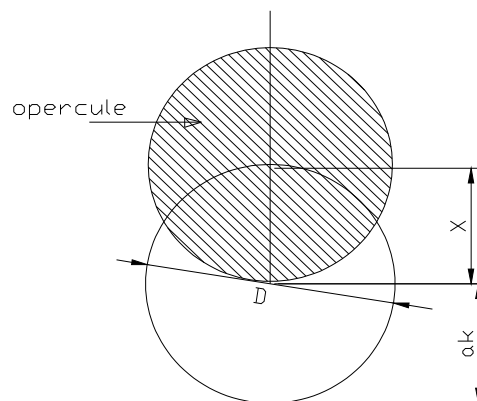


Figure V.5 : vanne à opercule

X : course de l'opercule.

D : diamètre de la conduite.

La course X de l'opercule étant proportionnelle au nombre de tours de la vis de commande, on constate que l'action du robinet vanne n'est pas proportionnelle au nombre de tours du volant mais que cette action sur la réduction du débit est surtout sensible à la fin de la course de l'opercule.

Le tableau suivant donne les coefficients de perte de charge en fonction de l'ouverture d'un robinet vanne à opercule.

X	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	8/8
ξ_K	0.07	0.26	0.81	2.06	5.52	17	97.8	0

Tableau V.3 : Coefficient de perte de charge en fonction de l'ouverture de l'opercule

a)-3 Détermination du débit Q_k en fonction du rapport (a_k/D)

La détermination du débit au droit de la vanne, consiste à calculer les valeurs du débit en fonction de la position de l'opercule de la vanne. Pour cela on proposera que la vanne est comme un orifice caractérisé par un coefficient de débit « Cd » qui est fonction du coefficient de perte de charge singulière, et d'une section variable « S_k », on utilise la formule suivante :

$$Q_k = Cd \times S_k \cdot \sqrt{2g \cdot (H_0 + H_s)}$$

Ou :

$$Cd = \varphi_k \cdot \varepsilon'$$

$$\varphi_k = \sqrt{\frac{1}{1 + \xi_k}}$$

Dans lesquelles :

- Cd : coefficient de débit.
- S_k : section d'ouverture au cours de la manœuvre.
- S_0 : section d'ouverture complète du robinet vanne.
- φ_k : coefficient de vitesse.
- ε : coefficient de contraction supposé constant pris égal à 0.8.
- ξ_k : coefficient de perte de charge singulière qui est fonction du pas de fermeture du robinet vanne.
- H_0 : charge initial de l'écoulement au niveau de la vanne (mce).
- H_s : valeur de coup de bélier imposé (mce).

Le tableau suivant résume les résultats

a_k/D	1	7/8	6/8	5/8	4/8	3/8	2/8	1/8	0
S_k/S_0	1	0.948	0.856	0.74	0.609	0.466	0.315	0.159	0
$S_k(m^2 \cdot 10^{-2})$	2.6	2.46	2.22	1.92	1.6	1.21	0.819	0.413	0
ξ_k	0	0.07	0.26	0.81	2.06	5.52	17	97.8	0
φ_k	1	0.967	0.891	0.743	0.572	0.392	0.235	0.101	0
Cd	0.8	0.744	0.713	0.594	0.485	0.314	0.188	0.081	0
$Q_k(m^3/s)$	2.96	2.60	2.25	1.62	1.10	0.54	0.22	0.05	0.00

Tableau V.4 : débit en fonction du rapport (a_k/D)

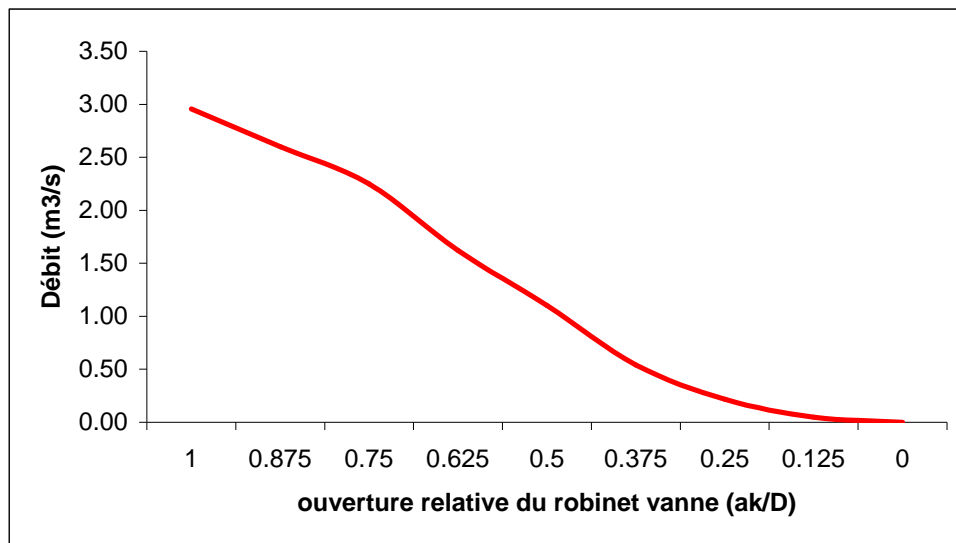


Figure V.6 : variation du débit au droit de la vanne en fonction de l'ouverture du robinet vanne

a)-4 Détermination du débit Q en fonction du temps

Pour tracer cette variation on applique la formule suivante :

$$Q = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T_F}\right)$$

Tel que : Q_0 : débit à $t=0$

T_F : temps total de fermeture du robinet vanne en seconde (s).

t : temps en seconde en (s).

-application

T (s)	0	20	40	60	80	100	120
Q (m³/s)	0.03	0.025	0.02	0.015	0.01	0.005	0

Tableau V.5 : débit en fonction du temps de fermeture du robinet vanne

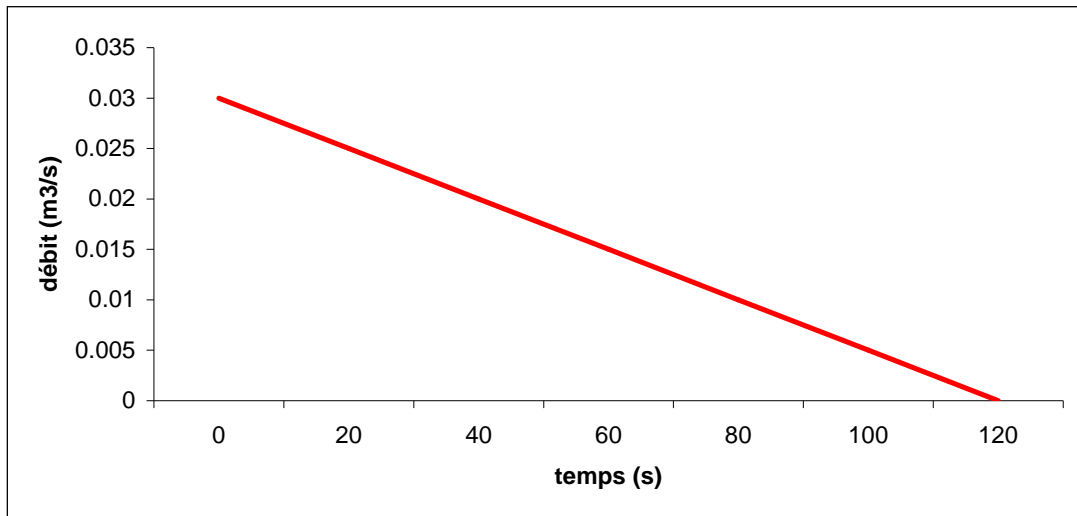


Figure V.7 : variation du débit en fonction du temps

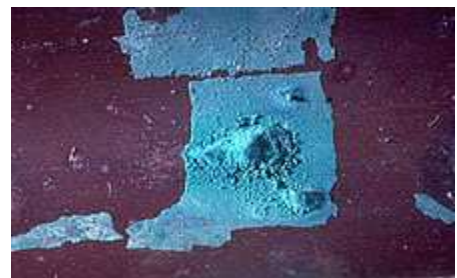
V-2 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

Introduction

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaisons avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).



Figure V-8: Corrosion interne



FigureV-9: Corrosion externe

V-2-1 Facteurs de la corrosion

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due a des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- Certains éléments transportés par l'eau, qui ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH d'eau qui dépend de la teneur en gaz dessous tel que le CO_2 et H_2S a une influence sur la corrosion.

- La variation des températures entraînent de la corrosion, sachant que pour une variation de 30°, le taux de corrosion est multiplié deux fois, jusqu'à trois.
- Le type de métal, sachant que l'acier favorise la corrosion.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

- Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'environne (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations des piles qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

V-2-2 Moyens de lutte contre la corrosion

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie du objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

V-2-2-1 Protection par revêtement

Les revêtements externes des conduites comportent toute une partie des éléments suivants :

- Une couche primaire
- Une ou plusieurs couches protectrices anticorrosives
- Une couche de protection mécanique complémentaire si nécessaire.

Les divers éléments type de revêtements utilisables sont les suivant :

- Liants hydrocarbonés
 - Bitume de pétrole
- Thermoplastique (polyéthylène- polypropylène)
 - Bicouches
 - Tri couches
- Bandes adhésives

V-2-2-2 Protection cathodique

Dans les conditions de corrosion humide, il est rarement possible d'utiliser des revêtements avec des métaux nobles qui ne se corrodent pas, pour des raisons économiques. Le problème est donc de combattre la corrosion intrinsèque des métaux et alliages que l'on utilise. Il existe certaines méthodes contre la corrosion humide établies à partir des principes électrochimiques. D'autres méthodes consistent à isoler le métal de son environnement ou à utiliser des additifs chimiques en traitement de surface tels que les inhibiteurs de corrosion ou les bactéricides. Le succès de celles-ci dépend de la résistance chimique ou électrochimique des isolants et des additifs chimiques. Dans certaines situations il est parfois possible de rendre le milieu moins corrosif en agissant sur certains paramètres physico-chimiques tels que la température, le pH (alcalinisation), le dégazage. Le choix de la méthode de protection n'étant pas aisé du fait qu'aucune méthode n'est universellement applicable, le choix se fait d'une part selon le milieu environnant, d'autre part, selon les considérations économiques. Ces dernières n'incluent pas seulement le coût initial de mise en œuvre, mais aussi le coût de la maintenance tels que le remplacement des parties corrodées et dans certains cas le renouvellement de la protection. Donc on utilise dans notre projet la méthode **(protection cathodique par courant imposé)** parce qu'elle est utilisée industriellement est qui est généralement peu coûteuse et efficace sur une longue durée lorsque cette technique est maîtrisée et accompagnée d'une bonne connaissance des conditions environnantes. La corrosion des métaux au contact des milieux (eaux, sols, béton) est de nature électrochimique. Dans ces milieux, l'application de la technique de la protection cathodique a pour but de diminuer le potentiel de polarisation du métal à un niveau pour lequel la vitesse de corrosion du métal est réduite de façon significative.

a) Principe de protection par courant imposé

La protection par courant imposé (ou de soutirage) utilise une source d'énergie électrique en courant continu qui débite dans un circuit comprenant:

- Un déversoir (ou masse anodique), L'électrolyte (sol ou eau),
- La structure à protéger.

Le pôle positif de la source est relié au déversoir alors que le pôle négatif est relié à la structure à protéger.

Le courant venant du déversoir traverse l'électrolyte, puis entre dans la structure créant ainsi un abaissement de potentiel recherché correspondant à l'immunité du métal.

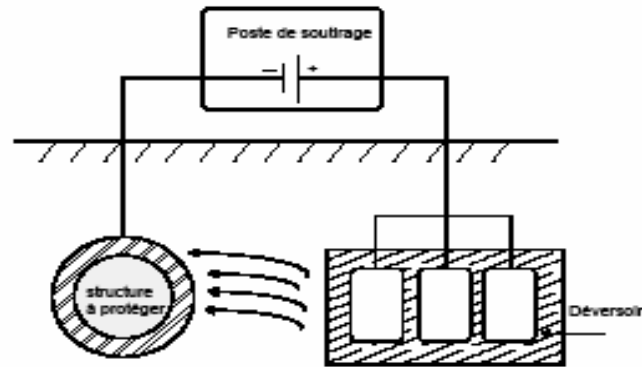


Figure V-10 : principes de la protection cathodique à courant imposé

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on arrive à prendre un réservoir d'air d'une capacité moyenne qu'est égale 50 litres d'air pour la conduite de refoulement, et un robinet vanne à fermeture lente avec un temps de fermeture qu'est égale 120s et un nombre de pas de fermeture qu'est égale 05 pour la conduite gravitaire. Pour la corrosion nous avons adopté à la protection par courant imposé pour la raison d'économie.

CHAPITRE VI

TRAITEMENT DES EAUX

VI-1 NECESSITE DE TRAITEMENT DES EAUX DU BARRAGE

Les eaux des barrages généralement ne présentent pas les caractéristiques physiques, chimiques et biologiques exigées par les normes sanitaires de la consommation publique en eau potable. Cela est dû au charriage des eaux des rivières qui s'accumulent dans le barrage.

Le taux de transport solide des eaux des oueds est généralement important surtout en période de la crue, ce qui explique la grande teneur en matière en suspension des eaux du barrage. Ce qui nécessite l'installation d'une filière de traitement afin de rendre les eaux potables avant l'injection dans le réseau pour la consommation.

En raison de tout ça, avant le captage de ces eaux on doit avoir une étude aussi complète que possible afin de déterminer la qualité de l'eau en ce qui concerne la turbidité, le pouvoir colmatant, PH et la teneur en matière organique.

Enfin, l'étude doit nous fournir des données sur la nature des rejets en amont et leur danger de pollution pour prévoir un procédé d'élimination nécessaire.

VI-2 BUT DE TRAITEMENT

Le traitement des eaux de barrage a pour but la clarification et qui consiste à éliminer les matières en suspension des eaux brute.

La désinfection qui consiste à éliminer les germes pathogènes contenus dans l'eau.

En conclusion on dit que le traitement a pour objectif de satisfaire les normes qualitatives et quantitatives d'eau potable exigées par la santé publique.

VI-3 PROCEDES DE TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACE

Les étapes de traitement physico-chimique d'une eau brute sont les suivantes :

- | | |
|--|----------------|
| 1-le prétraitement : dégrillage, dessablage. | 5-décantation |
| 2-préoxydation | 6-filtration |
| 3-cogulation | 7-désinfection |
| 4-floculation | |

VI-3-1 LE PRETRAITEMENT

Il comporte de dégrillage et dessablage et qui a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sable et particules minérales plus ou moins fines pour éviter les dépôts, protéger les tamis, pompes et d'autres appareils contre l'abrasion, éviter les surcharges des stades de traitement suivants

VI-3-2 PREOXYDATION

Ce procédé est pratiqué en début de traitement et a pour plusieurs objectifs à savoir :

- élimination de l'azote ammoniacal
- élimination de fer et du manganèse en les transformer en hydroxydes insolubles facilement séparables par filtration et décantation
- élimination de la couleur
- amélioration de la clarification
- la lutte contre la prolifération d'organisme comme les algues qui ne sont pas pathogènes mais qui nuisent au bon fonctionnement des décanteurs et des filtres.

VI-3-3 COAGULATION

Elle consiste à introduire dans l'eau un réactif chimique appelé coagulant dont l'hydrolyse conduit à la déstabilisation des colloïdes qui sont caractérisés par leurs dimensions très faibles ($<1\mu$), et possèdent la propriété de se maintenir en équilibre au sein de l'eau sous l'effet des forces électrostatiques de répulsion. La charge des colloïdes généralement électro-négative, la présence dans l'eau donne naissance à des précipités insolubles qui forme des floccs.

L'action de ce réactif est instantanée, leur injection dans l'eau doit être accompagnée d'une agitation créée gravitairement par des chutes, des étranglements ou moyen d'agitateurs rapides à hélices. Le PH du milieu joue un rôle essentiel dans la processus de coagulation, cependant il existe pour chaque type d'eau et pour chaque coagulant un PH optimal pour le quel l'effet de coagulation est maximum. Aussi dans certains cas un ajustement de PH avant coagulation peut être nécessaire. Généralement les réactifs coagulants utilisés sont des sels de métaux trivalents de fer et d'aluminium. Les principaux sont :

- sulfate d'alumine
- chlorure ferrique
- polychlorure d'aluminium

La détermination de la nature du réactif coagulant dans chaque cas est faite expérimentalement. Pour cela la méthode la plus utilisée au laboratoire est l'essai de floculation qui reproduit à petite échelle l'ensemble des processus de coagulation et de décantation. Il existe également une méthode basée sur la mesure du potentiel (ZETA) qui détermine la grandeur des forces électrostatiques de répulsion entre les particules.

VI-3-4 FLOCULATION

La floculation a pour but d'imprimer à l'eau un brassage modéré favorisant la collision des micros floes formés lors de la coagulation de façon à les faire grossir par accroissement de leur volume et poids.

L'agitation permet la formation de flocons de taille homogène ayant une certaine cohésion pour se maintenir jusqu'à la sortie. Le grossissement est obtenu par la création de turbulences soit par le mouvement hydraulique de l'eau traversant des chicanes ou des plaques perforées ou au moyen d'agitateur mécanique à brassage lent installé dans des bassins.

Dans certains cas on a recours à des produits chimiques appelés (floculants) ou (adjuvants de floculation) qui permettant une meilleure capture des colloïdes pour augmenter la vitesse de sédimentation du floe.

Les floculants les plus utilisés sont polyélectrolytes.

Le temps de séjour dans le floculateur varie généralement entre 20 et 60 minutes.

VI-3-5 DECANTATION

La décantation est un procédé physique de traitement, dont laquelle les floes formés par coagulation, floculation se déposent au fond d'un ouvrage appelé (décanteur). L'arrivée de l'eau à ce dernier s'effectuera par de larges canaux pour ne pas briser les floes. L'eau circule dans les décanteurs continuellement et à faibles vitesses pour favoriser la chute des matières en suspension rassemblées en flacons qui sont formés dans le floculateur. Les décanteurs sont équipés à leur entrée d'un tranquillisant d'écoulement d'eau. Dans les décanteurs horizontaux les boues sont recueillies à la partie inférieure puis évacués périodiquement par des racleurs. L'eau s'écoule sensiblement horizontalement ce qui permet le dépôt des floes qui devient plus important suivant la longueur.

Dans les décanteurs verticaux l'eau circule de bas en haut inversement à la chute des floes, cependant la vitesse de chute doit être supérieure à la vitesse ascensionnelle. Ce type de

décanteur convient donc pour des faibles débits. Le temps de séjour dans les décanteurs est généralement compris entre 2 et 4 heures.

La vitesse de déplacement d'un flacon dans un décanteur horizontal est donnée par une composante verticale et horizontale V et V' qui est valable pour un décanteur vertical.

V : vitesse de HAZEN en (m/s)

$$\text{Tel que : } v = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{L \times l}; V' = \frac{Q}{h \times l}$$

Avec L : longueur de décanteur

l : largeur du décanteur

h : profondeur du décanteur

Remarque : le radier du décanteur présente une pente d'environ 1% vers l'amont ou s'effectue la vidange des boues.

VI-3-6 FILTRATION

Après coagulation et floculation les grands floccs sont éliminés par décantation. Ce qui reste des micros floccs qui seront éliminés par un procédé appelé (filtration). Il consiste à faire passer l'eau à travers un lit poreux du sable de granulométrie uniforme.

La filtration est souvent effectuée suivant deux modes ;

-accumulation sur un support : dans ce cas une couche épaisse est formée permettant d'arrêter les petits floccs.

-rétention dans la masse du lit : dans ce cas les particules pénètrent à l'intérieur du lit poreux ou elles se déposent.

Le premier mode est convenable pour les eaux fortement chargées. Contrairement au deuxième qui est conçu pour les eaux peu chargées.

Généralement la vitesse de filtration est fixée à 120m/h. La surface du filtre se déduit par la relation :

$$V = \frac{Q}{S} \Rightarrow S = \frac{Q}{V} (m^2)$$

VI-3-6-1 Caractéristique du lit filtrant

Le lit filtrant doit être :

-insoluble dans l'eau

- résistance au frottement (il ne s'effrite pas)

- chimiquement inerte vis-à-vis des eaux agressives
- porosité

VI-3-6-2 Lavage des filtres

La réduction des particules en suspension dans le lit filtrant provoque la diminution de sa porosité, donc par conséquence augmentation de la perte de charge et rabatement du rendement du filtre, ce qui nécessite son lavage. Cette opération se fait par injection d'eau à contre courant à partir d'une pompe, ce débit de lavage doit être suffisamment fort et de courte durée, afin de pouvoir mettre en expansion les grains de sable, sans pour autant les entraîner hors du bassin de filtration.

VI-3-7 DESINFECTION

Le procédé de désinfection est indispensable à la fin de la chaîne de traitement pour éliminer les germes pathogènes et obtenir une eau bactériologique pure. On distingue pour cela :

- désinfection par le chlore et ses dérivés
- désinfection par l'azote

La désinfection par l'azote est efficace pour son action bactéricide et virulicide sur certains micro polluants et micro organique, mais vu qu'elle est coûteuse on s'écarte de son utilisation.

Pour notre station de traitement on utilise la désinfection par le chlore. Cette dernière est efficace, elle assure la destruction des germes pathogènes et possède un pouvoir oxydant très grand vis-à-vis des matière organique. Pour éviter tout risque d'accident éventuel pouvant être causé par le chlore gazeux qui est corrosif, imitant et dangereux. Nous préférons utiliser ses composés comme l'hypochlorite de sodium (eau de javel) disponible et facile à exploiter.

VI-4 CARACTERISTIQUES GENERALES DES EAU DU BARRAGE FATSEN

VI-4-1 Qualité chimique des eaux

L'analyse des eaux du barrage de FATSEN nous permet de spécifier les paramètres chimiques donnés par le tableau suivant :

Désignation	Quantité
Ca en mg/l	≤244
Mg en mg/l	≤88
Na en mg/l	≤240
K en mg/l	≤20

Cl en mg/l	≤ 383
SO ₄ en mg/l	≤ 1113
CO ₃ en mg/l	≤ 11
Nitrate NO ₂	≤ 0.27
PH	6.0 – 8.5
élément toxique	0

Tableau VI.1 : caractéristiques chimiques de l'eau du barrage (FATSEN)

VI-4-2 Caractéristiques physiques

Les caractéristiques d'une eau résident sont essentiellement :

L'odeur, saveur, turbidité, et la température

Les deux premières qualités ne seront pas tolérables si la troisième demeure faible. On peut spécifier les caractéristiques physiques de l'eau du barrage FATSEN comme suit :

- La température limite de l'eau est de 25 °C.
- Le taux de MES est de 150 mg/l.
- La turbidité ne dépasse pas 9.7 NTU.
- La conductivité limite en 1/10 mm hos à 25°C est de 27.

VI-4-3 Caractéristiques bactériologiques

L'analyse bactériologique des eaux du barrage FATSEN montre l'existence des germes pathogènes de contamination d'origine fécale dont on distingue :

- Escherichia-coli.
- Coliformes
- Streptocoques fécaux.

Remarque

Les caractéristiques chimiques, physiques et bactériologiques sont données par la direction de l'hydraulique de wilaya de MEDEA (DHW).

VI-5 NORMES DE QUALITE

Jusqu'au début du siècle, on déterminait si une eau était potable à partir des seuls sens. L'eau devait ainsi être agréable au goût, dépourvue d'odeur désagréable et limpide. Ce type sommaire d'évaluation a conduit dans plusieurs cas à des catastrophes. Aujourd'hui, on mesure plutôt les caractéristiques les plus appropriées et on les compare à des normes. Ces normes ne sont pas définitives, étant donné que le déversement des eaux usées industrielles augmente la qualité et la diversité des produits toxiques présents dans une eau. De plus, les développements en microbiologie, en chimie analytique et en épidémiologie permettent de mieux cerner les effets de

différentes qualités d'eau sur la santé humaine. Les normes, c'est-à-dire les concentrations maximales acceptables et les modalités d'application, sont différentes d'un pays à l'autre.

VI-5-1 Normes microbiologiques

Les deux groupes de microorganismes les plus utilisés comme indicateurs de contamination bactérienne sont les coliformes totaux et les coliformes fécaux. Le groupe des coliformes totaux comprend toutes les bactéries aérobies et anaérobies facultatives, gram négatives, non sporulées, cytochrome oxydase négative en forme de bâtonnets, qui font fermenter le lactose avec dégagement de gaz en moins de 48 h à 35°C. Le groupe des coliformes fécaux comprend les coliformes pouvant former des gaz en moins de 24h à 44,5°C.

On retrouve les bactéries coliformes fécales en grand nombre dans les intestins et les excréments des animaux à sang chaud. Etant donné que cette particularité est associée à la contamination fécale, on utilise de préférence les coliformes fécaux comme indicateurs de la qualité des eaux brutes, ce qui permet de déceler la présence d'organismes pathogènes à la source.

Les coliformes totaux étant largement répartis dans la nature. Ils n'indiquent pas nécessairement qu'il y a contamination. Par ailleurs, ces organismes survivent plus longtemps dans l'eau et résistent mieux à la chloration que les coliformes fécaux ou les bactéries pathogène communes. On utilise donc de préférence les coliformes totaux comme indicateurs de l'efficacité du traitement de l'eau potable. La présence d'un organisme coliforme quelconque dans l'eau traitée révèle en effet que le traitement a été inefficace ou qu'il y a eu contamination après traitement. La validité des indicateurs de qualité microbiologique (coliformes fécaux et totaux) est actuellement remise en doute par plusieurs chercheurs.

VI-5-2 Normes pour les paramètres physiques et chimiques

Les normes visent à fournir aux consommateurs une eau qui ne constitue pas un risque pour la santé. Dans les recommandations, on propose également des objectifs esthétiques. Une eau de mauvaise qualité esthétique fait naître un doute sur sa salubrité dans l'esprit du consommateur, qui est alors tenté de s'approvisionner en eaux de meilleure apparence, mais dont les qualités chimiques et bactériologiques n'ont pas été mises à l'épreuve. Dans le règlement sur l'eau potable (Province de Québec, 1984) seules les substances présentant un risque direct pour la santé sont contrôlées. Les concentrations maximales acceptables (CMA) sont des valeurs limites au-delà desquelles il serait possible d'observer un effet sur la santé. Pour certaines substances l'insuffisance de données toxicologiques ne permet pas d'établir une (CMA) avec une certitude

raisonnable. On propose alors une concentration provisoire (CMAP) en fonction des données connues concernant la santé.

VI-6 PREDIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE TRAITEMENT

Dans le traitement des eaux brutes le problème essentiel est leur clarification, vue que les particules de grandes densités seront éliminées par décantation. Cependant, lors de la conception de la station de traitement, on doit prendre le taux maximum de transport solide qui peut aller jusqu'à 3g/l.

VI-6-1 RECHERCHE DE LA FILIERE DE TRAITEMENT

La décantation en deux phases permet d'obtenir une meilleure qualité d'eau et une économie des réactifs. Cependant le décanteur primaire assure l'élimination du résidu sec de densité supérieure à celle de l'eau, il permettra aussi une première aération des eaux de telle sorte à favoriser la décomposition organique donnée par la DBO5 et DCO qui demeurent non négligeables.

Finalement la chaîne des ouvrages proposés est la suivante :

- Bassin et bac de coagulation.
- Bassin et bac de floculation.
- Décanteur.
- Filtre.
- Désinfection
- Réservoir d'eau traitée.

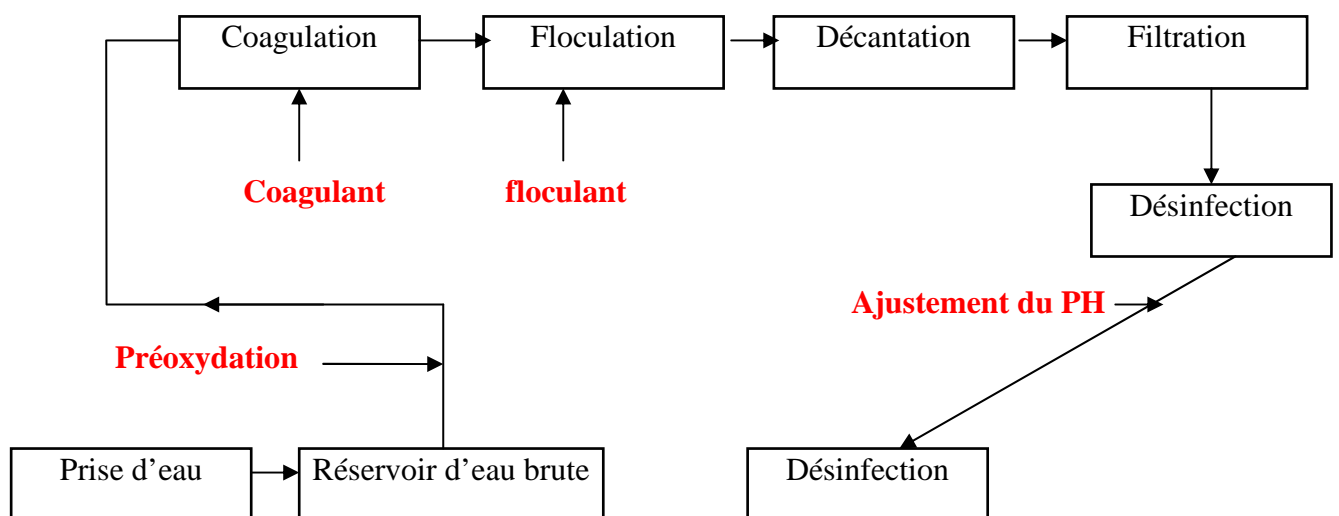


Figure VI-1 étapes et unités de traitement de l'eau du barrage (FATSEN)

VI-6-1-1 bassin et bac de coagulation

- On a comme des données :
- le débit d'eau brute $Q_{EB} = 126 \text{ m}^3/\text{h}$.
 - $C_1 = 10 \text{ g/l}$ concentration dans le bac coagulation.
 - $C_{opt} = 25 \text{ mg/l}$ concentration optimale du coagulant.
 - $T_s = 24 \text{ h}$ le temps de séjours dans le bac.
 - $T = 2 \text{ minutes}$ le temps de séjours dans le bassin.

$Q_{EB} * C_{op} = C_1 * Q_1$ donc $Q_1 = (Q_{EB} * C_{op}) / C_1$ (Q_1 : débit de la pompe osseuse du coagulant)

-application

$$Q_1 = (126 * 0.025) / 10 = \mathbf{0.315 \text{ m}^3/\text{h}}$$

-Volume du bac

$$V_{bac} = Q_1 * T_s = 0.315 * 24 = \mathbf{7.56 \text{ m}^3}$$

-la surface

$$S = V/h = 7.56/1 = \mathbf{7.56 \text{ m}^2}$$
 le bac de forme carrée $l = \sqrt{7.56} = 2.75 \text{ m}$

-Volume du bassin

$$V_{bassin} = Q_{EB} * T = 126 * 0.033 = \mathbf{4.2 \text{ m}^3}$$

-la surface

$$S = V/h = 4.2/1.5 = 2.8 \text{ m}^2$$
 le bassin de forme cylindre $D = \sqrt{4S / \pi} = 1.88 \text{ m}$

VI-6-1-2 bassin et bac de floculation

- On a comme des données :
- $C_1 = 2 \text{ g/l}$ concentration dans le bac floculation.
 - $C_{opt} = 0.5 \text{ mg/l}$ concentration optimale du floculant.
 - $T_s = 24 \text{ h}$ le temps de séjours dans le bac.
 - $T = 24 \text{ minutes}$ le temps de séjours dans le bassin.

-application

$Q_{EB} * C_{op} = C_1 * Q_1$ donc $Q_1 = (Q_{EB} * C_{op}) / C_1$, (Q_1 : débit de la pompe doseur du floculant)

$$Q_1 = (126 * 0.0005) / 2 = \mathbf{0.0315 \text{ m}^3/\text{h}}$$

-Volume du bac

$$V_{\text{bac}} = Q_1 * T_s = 0.0315 * 24 = \mathbf{0.756m^3}$$

-la surface

$$S = V/h = 0.756/1 = \mathbf{0.756 m^2}$$
 le bac de forme carrée $l = \sqrt{0.756} = 0.87m$

-Volume du bassin

$$V_{\text{bassin}} = Q_{EB} * T = 126 * 0.4 = \mathbf{50.4m^3}$$

-la surface

$$S = V/h = 4.2/1.5 = 2.8 m^2$$
, le bassin de forme cylindre $D = \sqrt{4S / \pi} = 8m$

VI-6-1-3 décantation

Le paramètre le plus important de dimensionnement de décanteur est la vitesse de « HAZEN »

$$V_H = \frac{Q}{S_{\text{HORIZONTALE}}}$$

On utilise un **décanteur à flux vertical** parce que le débit est petit et le temps de séjours compris entre **0.5 à 1 m/h**.

On prend $V_H = 0.7 m/h$; donc $S_{\text{HOR}} = 126/0.7 = \mathbf{180 m^2}$

Le décanteur est de forme cylindrique ; donc $D = \sqrt{4 \times 180 / \pi} = 15.14m$ on prend

$$\mathbf{D = 15.2m}$$

VI-6-1-4 filtration

Le débit de filtration est de **126m³ /h**, plus un volume d'eau nécessaire pour le lavage des filtres suite à leur colmatage.

-Calcul de la perte de charge initiale maximale dans le filtre (ΔH_{max})

en fonction de la granulométrie du sable, on peut tirer sa perméabilité maximale (K). Cependant pour notre granulométrie comprise entre **0.1 et 1.5mm** nous avons une perméabilité du filtre **k=5*10⁻⁴ m/s** (référence : Dupont Tome 01 page 93)

Selon la loi de DARCY, la vitesse d'écoulement de l'eau à travers un lit filtrant est donnée par la

$$\text{relation ; } V_F = K \times j = K \times \frac{\Delta H_{\text{MAX}}}{e_s} \Rightarrow \Delta H_{\text{MAX}} = \frac{V_F \times e_s}{K}$$

Avec : V_F : vitesse de filtration en (m/s) on prend $V_F = 5m/h$.

K : perméabilité du sable constituant le lit filtrant $k = 5 * 10^{-4} m/s$.

e_s : épaisseur de la couche du sable $e_s=1m$.

$$\text{Donc } \Delta H_{MAX} = \frac{5 \times 1}{5 \times 10^{-4} \times 3600} = 2.77m$$

Si la perte de charge dans le lit atteint la valeur ΔH_{MAX} , on dit que le filtre est colmaté, d'où on procède au lavage de ce dernier.

On prend le volume d'eau réservé au lavage de filtre est estimé à 15% de débit Q_{EB}

Le débit à filtrer sera donc $1.15 \times 126 = 144.9 \text{ m}^3/\text{h}$

On propose un filtre ouvert à couches de sable homogène, l'épaisseur d'une couche de 1m avec une vitesse 5 m/h.

$$\text{La superficie de filtre serait : } S = \frac{Q}{V_F} = \frac{144.9}{5} = 28.98 \approx 29m^2$$

La forme du filtre est circulaire donc $D = \sqrt{4 \times 29 / \pi} = 6.07m$

VI-6-1-5 désinfection

La désinfection de eau ce fait par l'eau de javel.

On a comme des données : - le débit d'eau brute $Q_{EB} = 126 \text{ m}^3/\text{h}$.

- la préchloration demande une dose de $C_1 = 5 \text{ mg/l}$.
- la chloration demande une dose optimale de $C'_1 = 30 \text{ mg/l}$.
- l'eau de javel est préparée à 18° chlorhydrique dans le bac de stockage.
- $T_s = 24\text{h}$ le temps de séjours dans le bac.
- $T = 60$ minutes le temps de séjours dans le bassin

-préchloration

$Q_{EB} * C_1 = C_{opt} * Q_1$ donc $Q_1 = (Q_{EB} * C_1) / C_{opt}$ (Q_1 : débit de la 1^{ère} pompe doseur de l'eau de javel)

-chloration

$Q_{EB} * C'_1 = C_{opt} * Q'_1$ donc $Q'_1 = (Q_{EB} * C'_1) / C_{opt}$, (Q_1 : débit de la 2^{ème} pompe doseur de l'eau de javel)

-application

Pour calculer la concentration optimale de l'eau de javel

$$1^{\circ} \rightarrow 3.17 \text{ g/l}$$

$$18^{\circ} \rightarrow C_{\text{opt}} \quad \text{Donc} \quad C_{\text{opt}} = 18 * 3.17 = \mathbf{57.06 \text{ g/l}}$$

$$Q_1 = (126 * 5 * 10^{-3}) / 57.06 = \mathbf{0.011 \text{ m}^3/\text{h}}$$

$$Q'_1 = (126 * 30 * 10^{-3}) / 57.06 = \mathbf{0.066 \text{ m}^3/\text{h}}$$

-Volume du bac

$$V_{\text{bac}} = (Q_1 + Q'_1) * T_s = (0.011 + 0.066) * 24 = \mathbf{1.85 \text{ m}^3}$$

-la surface

$$S = V/h = 1.85/1 = \mathbf{1.85 \text{ m}^2}$$
, le bac de forme carrée $l = \sqrt{1.85} = 1.36 \text{ m}$

-Volume du bassin

$$V_{\text{bassin}} = Q_{\text{EB}} * T = 126 * 1 = \mathbf{126 \text{ m}^3}$$

-la surface

$$S = V/h = 126/2 = 63 \text{ m}^2$$
, le bassin de forme cylindre $D = \sqrt{4S / \pi} = 8.96 \text{ m} \approx 9 \text{ m}$

VI-7 LE RESERVOIR D'EAU TRAITEE

Rôle : le réservoir d'eau traitée a pour fonction de :

- Stocker l'eau traitée par la station de traitement.
- Alimentation gravitaire de 06 réservoirs.

VI-7-1 Capacité du réservoir d'eau traitée

Le volume d'eau traitée du réservoir est donné par la formule

$$V_{\text{RET}} = V_U + V_{\text{lavage}}$$

Avec

V_u : volume utile qui est fonction de temps de pompage

V_{lavage} : volume de lavage, estimé de 1 à 2 % de débit sortant.

On a le temps de pompage est de **20h/24h** :

Heures	Sortie (%)	Entrée (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Résidus (%)
0-1	4.17	0	-	4.17	4.17
1-2	4.17	0	0.83	4.17	0
2-3	4.17	5	0.83	-	0.83
3-4	4.17	5	0.83	-	1.66
4-5	4.17	5	0.83	-	2.49
5-6	4.17	5	0.83	-	3.32
6-7	4.17	5	0.83	-	4.15
7-8	4.17	5	0.83	-	4.98
8-9	4.17	5	0.83	-	5.81
9-10	4.17	5	0.83	-	6.64
10-11	4.17	5	0.83	-	7.47
11-12	4.17	5	0.83	-	8.30
12-13	4.17	5	0.83	-	9.13
13-14	4.17	5	0.83	-	9.96
14-15	4.17	5	0.83	-	10.79
15-16	4.17	5	0.83	-	11.62
16-17	4.16	5	0.84	-	12.46
17-18	4.16	5	0.84	-	13.30
18-19	4.16	5	0.84	-	14.14
19-20	4.16	5	0.84	-	14.98
20-21	4.16	5	0.84	-	15.82
21-22	4.16	5	0.84	-	16.66
22-23	4.16	0	-	4.16	12.50
23-24	4.16	0	-	4.16	18.34

Tableau VI.2 : détermination de la capacité du réservoir d'eau traitée

D'où on déduit $P_{\max} = 16.66 \%$

-application

Le volume utile sera : $V_u = \frac{16.66 \times 2592}{100} = 431.82 m^3$

$$V_{\text{lavage}} = \frac{2592 \times 1.2}{100} = 31.1 m^3$$

$$V_{\text{RET}} = 431.82 + 31.1 = 462.92 m^3$$

Donc on prend $V_{\text{RET}} = 500 m^3$

Conclusion

Le but essentiel de traitement des eaux en premier lieu c'est la protection de la santé humaine après la protection du réseau contre les phénomènes de corrosion et l'entartrage, Pour notre projet il s'agit d'une eau moyennement turbide avec une absence des éléments toxiques, c'est pour cette raison nous avons abouti à une filière simple de traitement. On prend des prélèvements fréquents en amont et en aval de la chaîne de traitement pour contrôler le rendement de la station.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII-1 Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

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

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

VII-2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

VII-2-1 Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 jusqu'à 60 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

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

VII-2-2 Nivellement

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

VII-2-3 Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

VII-2-3-1 Enlèvement de la couche végétale

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

VII-2-3-2 Excavation

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

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

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

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

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

- La profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- La largeur de la tranchée « b »

VII-2-3-3 La profondeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la relation suivante :

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

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

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).

VII-2-3-4 Largeur de la tranchée

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

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

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

VII-3 choix de l'excavateur

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



Figure VIII.1 : Pelle mécanique

VII-3-1 Pelle équipée en rétro

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

VII-3-2 Pelle équipée en butée

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

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

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

D(mm)	L(m)	b(m)	h(m)	S(m2)	V(m3)
200	14995	0.8	1.35	1.08	16194.60
150	2557	0.75	1.3	0.98	2493.08
125	444.28	0.725	1.275	0.92	410.68
110	1600	0.71	1.26	0.89	1431.36
100	630	0.7	1.25	0.88	551.25
75	1120	0.675	1.225	0.83	926.10
volume total à excaver					22007.07

Tableau VII.1 : calcul du volume à excaver

D'après ce tableau VII.1, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **22007.07 m³**.

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

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

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

Comme le volume total est supérieur à 20000 m³ et inférieur à 100000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à **1.25 m³**.

VII-3-3 Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

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

Avec : q : capacité du godet 1.25 m³.

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

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

$K_t = 0,7 - 0,9$ prenons $K_t = 0,8$

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

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

On prend : $T_c = 20$ s

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

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour

$$\text{Donc } R_p = 500 \text{ m}^3 / \text{j.}$$

VII-4 La durée d'excavation

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

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

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

-application

$$T = \frac{22007,07}{500} = 44 \text{ jours}$$

VII-5 Aménagement du lit de pose des conduites

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

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

VII-6 Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

VII-7 Epreuve de joint et de la canalisation

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

VII-8 Remblaiement de la tranchée

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

Conclusion

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

CHAPITRE VIII

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VIII-1 Généralité

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

Dans ce contexte qu'un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits (sécurité) est mis à la disposition des chantiers.

Ces règlements sont incotés stablement appliquées. Car ils contribueront a évité au maximum les accidents et dégagement enfin la responsabilité des dirigeant du chantier.

Le domaine hydraulique, couvre un large éventail d'activité qui est différent par leur nature et leur importance tout en présentant des caractéristiques communes.

- travaux d'excavation et de terrassement.
- Creusement de puits.
- Construction en bois, brique, pierres, béton ou en éléments préfabriqués.

Ce qui distingue ces différentes activités des autres branches de l'industrie ce sont :

- L'instabilité des lieux de travail et la variation des durées des chantiers.
- Les modifications intervenant au fur et à mesure de l'avancement des travaux.
- L'utilisation d'une importante main-d'œuvre sans qualification.

VIII-2 Analyse des actions et conditions dangereuses pendant

L'organisation de la construction du réseau d'adductions

Les enquêtes effectuées après toutes les accidents montre que ces derniers sont dus à plusieurs causes qui engendrent plusieurs facteurs classés en deux catégories.

VIII-2-1 Facteur matériel

Les conditions dangereuses susceptibles d'évaluer au cours du travail.

Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent de :

- la profession en général et du poste de travail en particulier.
- La nature et la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation et entretient.

- L'exécution du travail : l'éclairage et conditions climatiques.
- Conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection...etc.

VIII-2-2 Facteur humain

Les conditions d'origine humaine sont :

- intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- N'avoir pas utilisé l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
- Adapté une position peu sûre.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII-3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VIII-3-1 protection collective

VIII-3-1-1 Engin de levage

La grue, pipelayers et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail où la sécurité n'admet pas moindre négligence alors le technicien responsable veillera à :

- affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII-3-1-2 Equipement de mise en œuvre du béton

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.
- Implantation sérieuse et précise de tout équipements (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.

VIII-3-1-3 Appareillages électriques

Pour limiter, si non éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doivent être que par des électriciens qualifiés.

VIII-3-2 Autres protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).

- Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- Les travailleurs oeuvrent à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII-3-3 Protection individuelle

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

VIII-4 Organisation de la prévention des accidents du travail

Les dispositifs l'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composées de multiples maillons, correspondant chacun aux différents service ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme suivant :

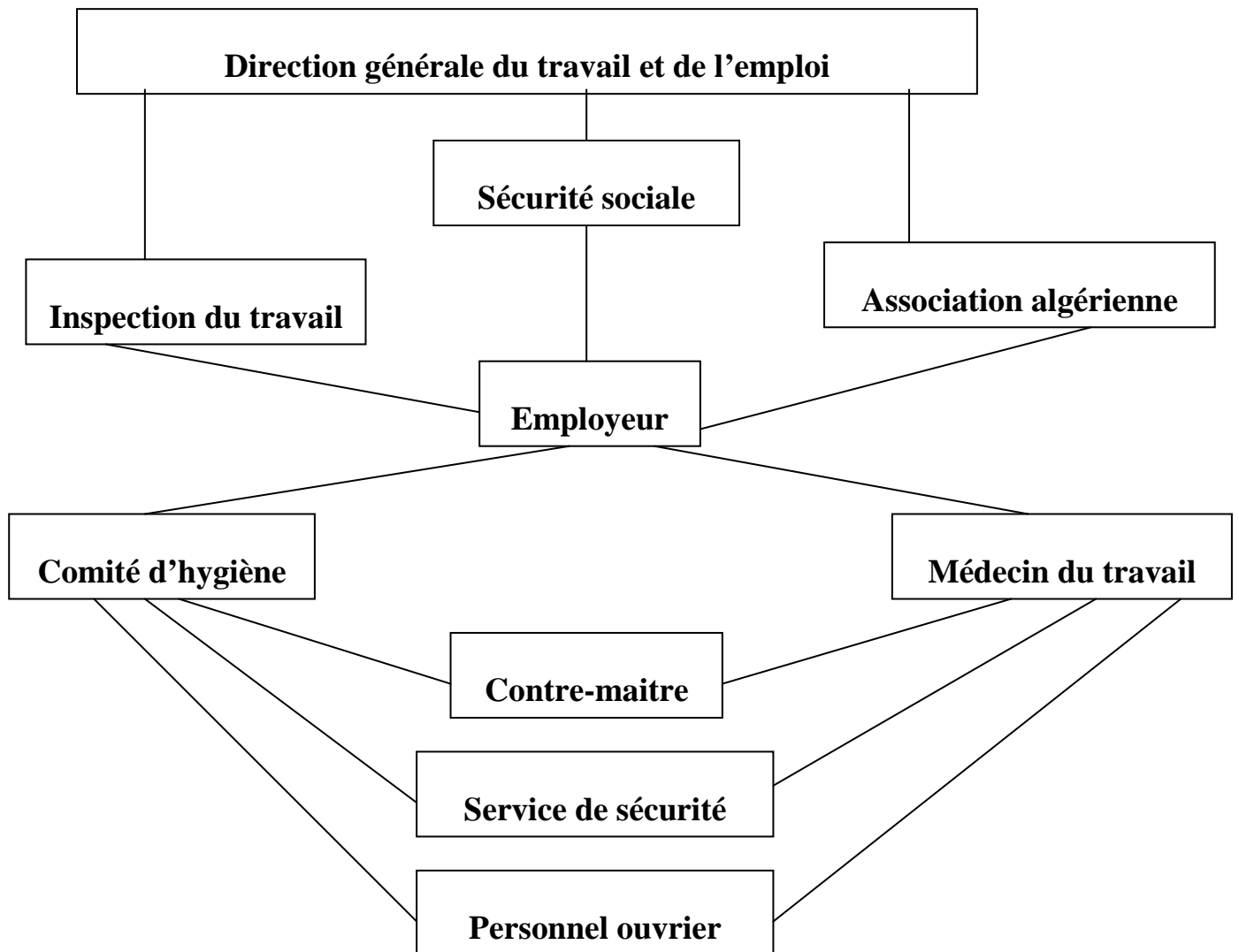


Figure VIII-1 Organigramme de la prévention

CHAPITRE VIII

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VIII-1 Généralité

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

Dans ce contexte qu'un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits (sécurité) est mis à la disposition des chantiers.

Ces règlements sont incotés stablement appliquées. Car ils contribueront a évité au maximum les accidents et dégagement enfin la responsabilité des dirigeant du chantier.

Le domaine hydraulique, couvre un large éventail d'activité qui est différent par leur nature et leur importance tout en présentant des caractéristiques communes.

- travaux d'excavation et de terrassement.
- Creusement de puits.
- Construction en bois, brique, pierres, béton ou en éléments préfabriqués.

Ce qui distingue ces différentes activités des autres branches de l'industrie ce sont :

- L'instabilité des lieux de travail et la variation des durées des chantiers.
- Les modifications intervenant au fur et à mesure de l'avancement des travaux.
- L'utilisation d'une importante main-d'œuvre sans qualification.

VIII-2 Analyse des actions et conditions dangereuses pendant

L'organisation de la construction du réseau d'adductions

Les enquêtes effectuées après toutes les accidents montre que ces derniers sont dus à plusieurs causes qui engendrent plusieurs facteurs classés en deux catégories.

VIII-2-1 Facteur matériel

Les conditions dangereuses susceptibles d'évaluer au cours du travail.

Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent de :

- la profession en général et du poste de travail en particulier.
- La nature et la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation et entretient.

- L'exécution du travail : l'éclairage et conditions climatiques.
- Conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection...etc.

VIII-2-2 Facteur humain

Les conditions d'origine humaine sont :

- intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- N'avoir pas utilisé l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
- Adapté une position peu sûre.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII-3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VIII-3-1 protection collective

VIII-3-1-1 Engin de levage

La grue, pipelayers et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail où la sécurité n'admet pas moindre négligence alors le technicien responsable veillera à :

- affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII-3-1-2 Equipement de mise en œuvre du béton

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.
- Implantation sérieuse et précise de tout équipements (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.

VIII-3-1-3 Appareillages électriques

Pour limiter, si non éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doivent être que par des électriciens qualifiés.

VIII-3-2 Autres protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).

- Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- Les travailleurs oeuvrent à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII-3-3 Protection individuelle

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

VIII-4 Organisation de la prévention des accidents du travail

Les dispositifs l'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composées de multiples maillons, correspondant chacun aux différents service ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme suivant :

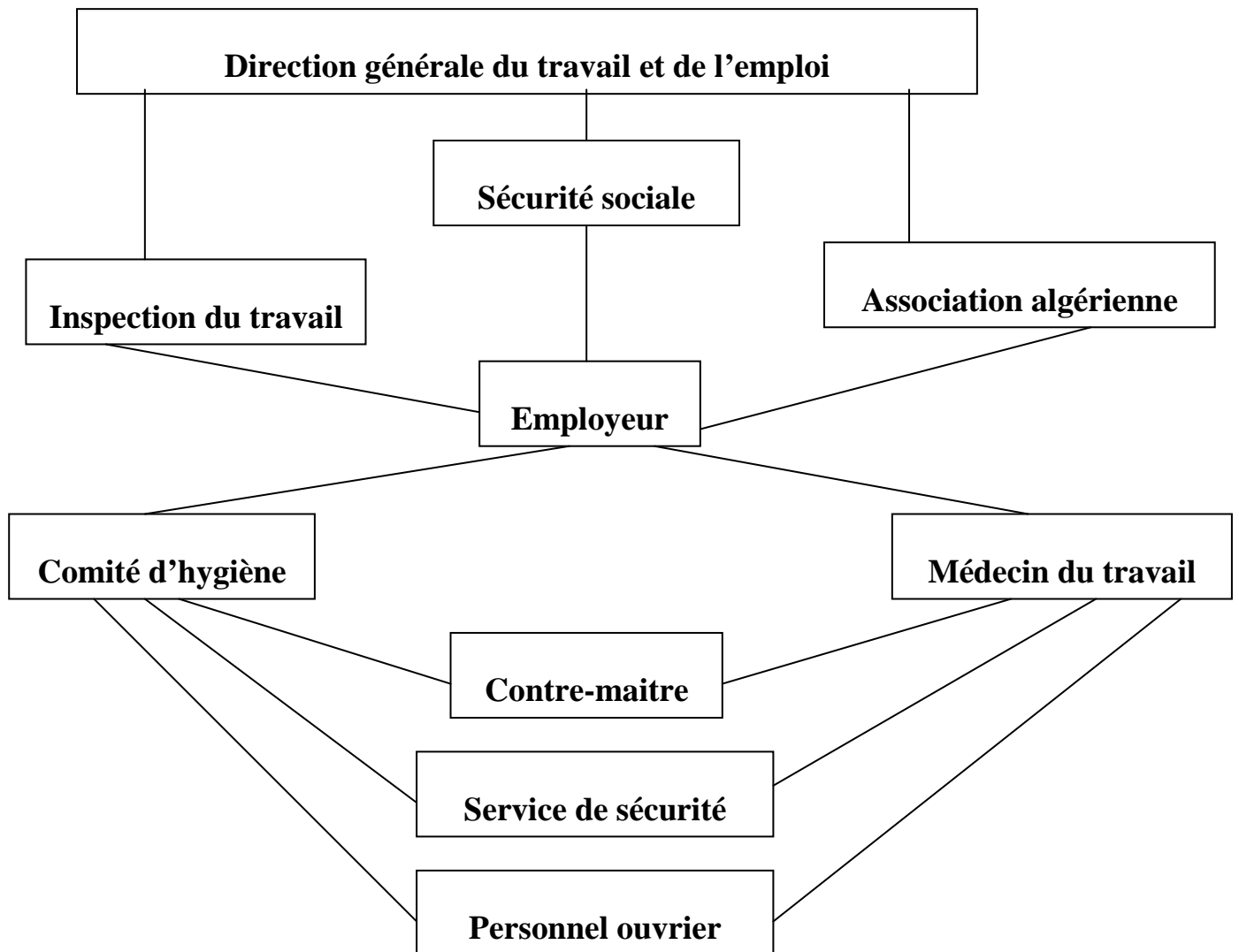


Figure VIII-1 Organigramme de la prévention

CONCLUSION GENERALE

Les ressources mobilisables de la Daïra de Ksar El boukhari restent supérieures à la demande, mais les citoyens souffrent toujours du déficit d'eau.

Ce problème de manque d'eau dans cette Daïra ne résulte pas du manque de ressources, au contraire, le problème réside dans la mauvaise gestion et en plus l'accroissement continu de la population, et à cela s'ajoute la dégradation des réseaux de distribution due à sa vieillesse.

Pour lutter contre ce problème nous avons prévu une décision de faire une étude d'une adduction, et comme le barrage **FATSEN** se trouve en un endroit proche de cette Daïra, donc on a pris ce dernier comme une source pour satisfaire les besoins futurs de la Daïra de Ksar El Boukhari.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité avec les matériaux suivant : Acier, PEHD, Fonte, la protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée du vie, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des robinets vannes à fermeture lente dans la partie gravitaire et des réservoirs d'air pour la partie refoulement, et pour la protection contre la corrosion ou on a abouti à faire une protection cathodique à courant imposé.

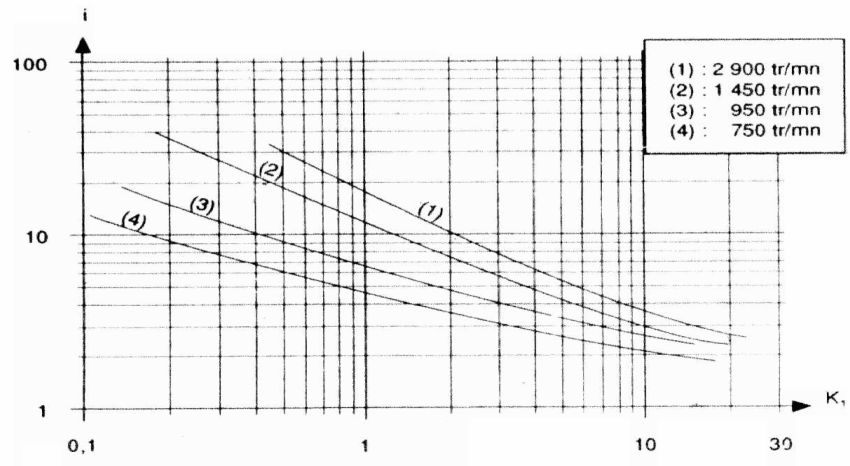
Les eaux qui sont prises du barrage ne passent pas directement dans le réseau mais elles passent tout d'abord par une station de traitement avant d'être injectées dans le réseau, parce que les eaux du barrage **FATSEN** ne pressentent pas les normes internationales des eaux potables.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] M .CARLIER ; Hydraulique générale appliquée. Paris 1972.
- [2] A .DUPONT ; Hydraulique Urbaine, Tome I et II. Paris 1979.
- [3] : BOUKHLIFA MUSTAPHA ; Mémoire de fin d'étude : coup de bélier en cas gravitaire en charge avec influence du sol et la loi de manœuvre. ENSH 2006
- [4] : MICHEL A.MOREL : Exercices de mécanique des fluides (02).
- [5]: D_r. R.K.BANSAL; Fluid mechanics and hydraulics.
- [6] : M. MOKRANE : cours de PSP 5^{ème} année ENSH 2009
- [7] : M.AMMARI : cours de hydraulique générale 3^{ème} année.

WEBOGRAPHIE

- [8] : -http://www.cdcorrosion.com/mode_corrosion/corrosion_fatigue.htm
- [9] : [www.google](http://www.google.fr) maps .Fr.



Matériaux	Module d'élasticité (Young) en pascal	Coefficient de poisson ν
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 à 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 à 4.10^9	0.33

Tableau III : modules d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (Meunier)

Matériau de remblais	Coefficient de poisson ν
Terre végétale partiellement compacté (humide)	0.33
Terre végétale saturée	0.37
Matériau de remblayage granuleux, incohérent	0.33
Matériau de remblayage, caillouteux sableux	0.33
Matériau de remblayage, glaiseux humide	0.33
Argile jaune, humide, particulièrement compacté	0.33
Argile jaune ou glaise saturé	0.37
Sable argileux saturé	0.35
Sable sec	0.33
Sable	0.33
Remblais argilo limoneux	0.33

Tableau IV : coefficient de poisson pour différent types de soldes matériaux (Nonclercq, p47)

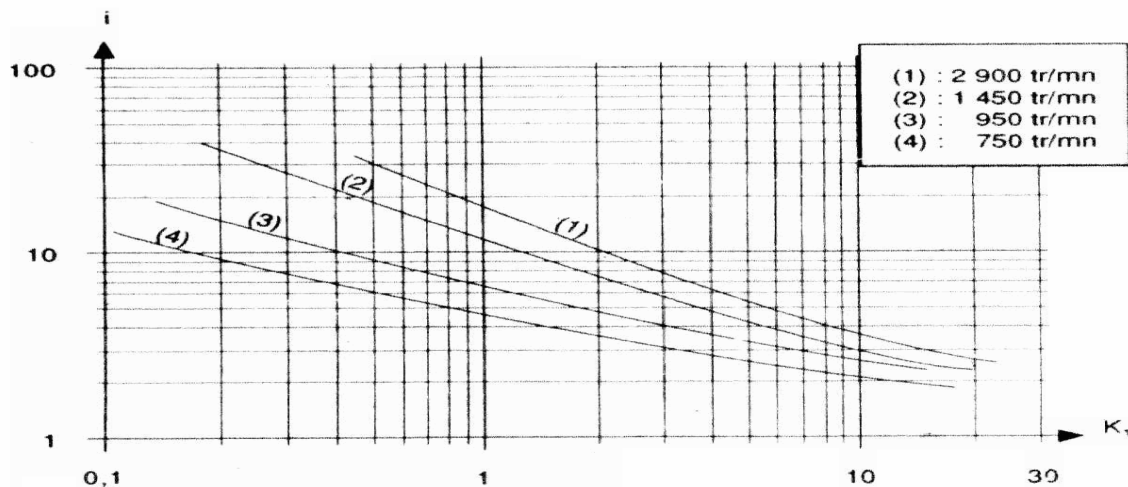


Figure I : calcul du facteur i en fonction de K_i

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

Tableau II : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge (acier)

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

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

Annexe

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

**Tableau I : Variation horaire de la consommation totale en fonction du nombre des Habitants
(Polycopie de M. SALAH .B)**

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

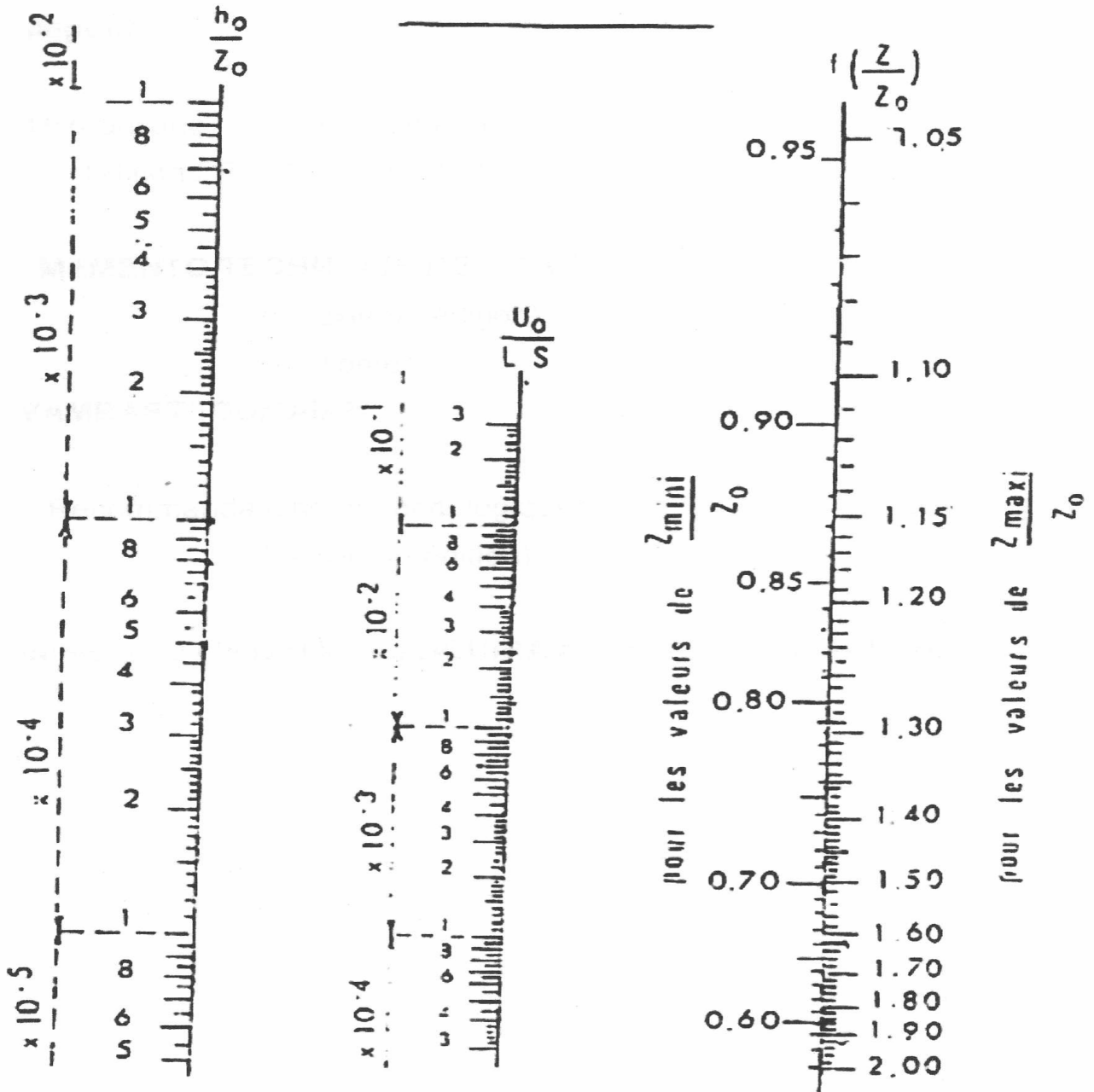


PLANCHE XXVII

Figure II : calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VEBERT)