

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eaux de la zone industrielle de Bellara (w. Jijel) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-17

APA Citation (APA توثيق):

Chekroud, Walid (2017). Alimentation en eaux de la zone industrielle de Bellara (w. Jijel)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT
EN HYDRAULIQUE.

Option : Systèmes D'Alimentation en eau potable.

THEME :

**Alimentation en eaux de la zone industrielle
de Bellara (w.Jijel)**

Présenté par :
M^r CHEKROUD WALID

Promoteur :
M^r BOUZIANE.O MAA

Devant le jury composé de :

Examineurs :

M^r M.DJELLAB MCA
M^r S.BERBACHE MAA
M^{me} N.CHENITI MAA

Présidente :

M^r O.KODJET-KESBA PR

Juin 2017

∞ Dédicace ∞

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

 *A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin atteindre cet objectif.*

 *Mon frère et ma sœur.*

 *A toute ma grande famille.*

 *Tous mes amis.*

 *A tous les élèves ingénieurs que j'ai connus.*

WALID Chekroud.

Remerciement

Avant tout, je remercie "Allah" qui a illuminé mon chemin et qui m'aide et de me donner le courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : M^r BOUZIANE OMAR de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

-  *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.*
-  *Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH.*
-  *Tous mes encadreurs des stages.*
-  *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

WALID Chekroud.

_____:

امداد المنطقة الصناعية الجديدة لبلارة بولاية جيجل بالكمية الكافية من المياه التي تدخل في عملية الإنتاج الصناعي لمختلف المصانع قيد الانشاء.

ها وتقدير

الدراسة في عامتها تتكون في أول الأمر من تقدي

تحديد بعاد قنوات المياه.

حاجياتها

يف الهيد

لغرض تحسين قدرات الإنتاج وضمان التزويد

وطريقة إنجازها.

Résumé :

Notre étude consiste à l'alimentation en eau la nouvelle zone industrielle de ballara (w.Jijel) par l'eau avec la quantité nécessaire qui entre dans le processus de production industrielle des différentes usines projetées.

L'étude commence par la présentation de la zone concernée, puis nous avons estimés les besoins en eau et enfin nous avons déterminé les dimensions des Conduites.

Afin d'améliorer les capacités de production et d'assurer un approvisionnement adéquat en eau potable, Il est indispensable de définir l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires et la méthodologie de leur mise en œuvre.

Abstract :

Our study consists of feeding the new industrial zone of Balara (w.Jijel) by water with the necessary quantity that enters the process of industrial production of the different factories projected. The study begins with the presentation of the concerned area, Then we passed to estimate the water requirements, At the end, we determined the dimensions of pipes. In order to improve production capacity and ensure an adequate supply of drinking water, all the necessary structures and the methodology for their implementation must be defined.

Sommaire

Dédicace

Remercîment

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.Introduction.....3

I.1. Historique.....3

I.2. Situation géographique.....4

I.3. Situation topographique.....5

I.4. Situation géologique et sismicité.....6

I.5.Situation climatique.....9

a) Température de l'air.....9

b) Humidité de l'air.....10

c) Ensoleillement.....10

d) Vent.....11

e) Précipitations.....11

I.6. Présentation des éléments constituant le projet.....11

A. Barrage de Boussiaba11

B. La prise d'eau.....13

C. La Conduite de transfert.....14

D. Le Réservoir d'alimentation14

E. Réseau d'alimentation14

I.7 Conclusion14

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction15

II.2 Le recensement, aléas et solutions15

II-3 L'évaluation de la consommation journalière16

II-3-1- Besoins domestiques16

II-3.2 Besoin de la centrale électrique	17
II.3.3 Besoins du complexe sidérurgique	18
II.3.4 Besoins de la cimenterie	23

II.4 Conclusion	26
-----------------------	----

Chapitre III Etude d'adduction

III.Introduction	27
III.1 Types d'adduction	27

III.1.1 Adduction gravitaire	27
III.1.2 Adduction par refoulement.....	27
III.1.3 Adduction mixte	27

III.2 Choix des matériaux de canalisation	27
---	----

III.2.1 Revêtement intérieur	29
III.2.2 Protection contre corrosion extérieure	29
III.2.3 Protection cathodique	30
III.2.4 Conclusion	30

III .3 Proposition des variantes	31
--	----

III .3.1 Variante N°1	31
III .3.2 Variante N°2	31
III .3.3 Conclusion	31

III.4. Dimensionnement de l'adduction	32
---	----

III.4.1 Détermination du diamètre avantageux	32
III.4.2 Calcul des longueurs équivalentes	33
III.4.3 Les caractéristiques des différents points.....	33
III.4.4 Calcul des diamètres avantageux	33
des tronçons de l'adduction	
III.4.5 Normalisation des diamètres.....	34
III.4.6 Les frais d'investissement	34

III.5 Conclusion	34
------------------------	----

Chapitre IV Etude de réservoir

IV.0 Introduction.....	36
IV.1 Définition	36
IV.2 Classification des réservoirs	36
IV.3 Capacités des réservoirs	37

IV.3.1 Méthode analytique	37
IV.3.2 Méthode graphique	39

IV.4 Dimensionnement des réservoirs d'alimentation	39
IV.5. Equipements des réservoirs	43
IV-5-1. Dispositifs d'alimentation	43
IV-5-2. Trop plein et vidange	44
IV-5-3- Système de matérialisation	45
de la réserve d'incendie	
IV-5-4. Trappes d'accès et échelles	45
IV-5-5. Conduite by-pass	46
IV.6. Emplacement des réservoirs	46
IV.7. Hygiène et sécurité des réservoirs	47
IV.8 Traversée des conduites dans les parois du réservoir	47
IV.9 Conclusion	48

Chapitre V Le réseau de distribution

V.1 Généralité	49
V.2 Les type de réseaux	49
V.2.1 Les réseaux maillés	49
V.2.2 Réseaux ramifié	49
V.2.3 Réseaux étagés	49
V.3 Conception d'un réseau	50
V.4 Principe de tracé d'un réseau ramifié	50
V.5 Calcul hydraulique du réseau ramifié	51
V.6 Determination des diamètres.....	52
V.7 Conclusion	58

Chapitre VI Pose canalisation et accessoires

VI.0 Introduction	58
VI.1 Pose de canalisation	58
VI.1.1 Principe de pose de canalisations.....	58
VI.1.2 Différents types de pose de conduites.....	62
VI.1.3 Remblaiement de la tranchée.....	63
VI.2 Accessoires.....	65
VI.2.1 Robinets vannes.....	65

VI.2.2 Robinet à flotteur	66
VI.2.3 Clapets anti retour.....	67
VI.2.4 Ventouses.....	68
VI.2.5 Vannes de décharge.....	68
VI.2.6 By-pass.....	69
VI.2.7 Crépines.....	69
VI.2.8 Joints de raccordement	69
VI.2.9 Organes de mesure.....	70
VI.2.10 Organes de raccordement.....	72

VI.3 Conclusion.....	73
----------------------	----

Chapitre VII Le phénomène transitoire

VII.1 Introduction	74
--------------------------	----

VII.2 Protection de l'adduction contre	74
le phénomène transitoire	

VII.2.1 Définition	74
VII.2.2 Causes du coup de bélier	74
VII.2.3 Risques dus aux coups de bélier	75
VII.2.4 Description des phénomènes physiques	76
VII.2.5 Protection de la conduite de refoulement	80
contre le coup de bélier	
VII.2.6 Calcul des réservoirs d'air	81
VII.2.7 Protection de la conduite gravitaire.....	82
contre le coup de bélier	

VII.3. Dimensionnement mécanique de l'adduction	86
---	----

VII.4 Conclusion.....	86
-----------------------	----

Chapitre VIII Organisation de chantier

Introduction.....	87
-------------------	----

VIII.1 Différents travaux à entreprendre.....	87
---	----

VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction.....	87
VIII.1.2 Travaux concernant la construction	88
de réservoir projeté	

VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	88
---	----

VIII.2.1 Déblais d'excavation.....	88
------------------------------------	----

VIII.2.2 La profondeur de la tranchée.....	89
VIII.2.3 Largeur de la tranchée.....	89
VIII.2.4 Lit de sable.....	90
VIII.2.5 Volume de la conduite.....	90
VIII.2.6 Remblais compacté.....	91
VIII.3 Planification des travaux de l'adduction.....	91
VIII.3.1 Définitions des tâches et leurs durées.....	92
VIII.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	92
VIII.4 Choix des engins de terrassement.....	93
VIII.4.1 Pelle hydraulique.....	93
VIII.4.2 Dozer.....	94
VIII.4.3 Chargeur.....	95
VIII.4.4 Compacteur (vibrateur de sol).....	95
VIII.5 Conclusion.....	96
Chapitre IX Protection et sécurité de travail	
IX.0 Introduction	97
IX.1 Cause des accidents de travail	97
IX.1.1 Causes humaines	97
IX.1.2. Causes techniques	97
IX.2. Causes des maladies professionnelles	97
IX.3. Conditions dangereuses dans le chantier	98
IX.4. Actions dangereuses	98
IX.5. Mesures préventives	99
IX.6. Méthode et moyens de prévention	99
IX.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	99
IX.8 Conclusion	101
Conclusion générale	102
Annexe	103

Liste des tableaux

Chapitre 1 - Presentation de la zone industrielle

Tableau I.1	paramètres du séisme de référence.....	9
Tableau I.2	Températures mensuelles en degrés Celsius.....	10
Tableau I.3	Insolation et radiation mensuelle à Skikda.....	10
Tableau I.4	Précipitations mensuelles interannuelles (mm) dans la zone de projet	11
Tableau I.6	Caractéristiques du barrage de Boussiaba.....	12
Tableau I.7	Caractéristiques de l'évacuateur de crues..... du barrage de Boussiaba	12

Chapitre 2 - Estimation des besoins en eau

Tableau II.1	Nombre des travailleurs dans la zone industrielle.....	16
---------------------	--	----

Chapitre 3 - Etude de l'adduction

Tableau III.1	Comparaison entre les matériaux de conduite.....	28
Tableau III.2	Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	32
Tableau III.3	Les altitudes des différents points de l'adduction.....	33
Tableau III.4	Calcul de diamètre	34
Tableau III.5	Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	35

Chapitre 5 - Resaux de distribution

Tableau V.1	Caractéristiques des tronçons.....	52
Tableau V.2	diamètres avantageux en fonction des débits limites.....	54
Tableau V.3	diamètres choisis.....	54
Tableau V.4	Vérification des vitesses.....	56
Tableau V.5	Résultats de calcul.....	59

Chapitre 8 - Organisation de chantier

Tableau VIII.1	Calcul du volume des déblais.....	89
Tableau VIII.2	Calcul du volume du lit de sable	90
Tableau VIII.3	calcul du volume de la conduite.....	91
Tableau VIII.4	Volumes des travaux de l'adduction.....	91
Tableau VIII.5	temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	92

Tableau VIII.6 : tâches qui précèdent et qui succèdent.....	92
chaque opération de l'adduction	

Chapitre 9 - Protection et sécurité de travail

Tableau IX.1 Plan de sécurité.....	100
---	------------

Liste des figures

Introduction generale

Figure : Carte de localisation des 50 parcs industriels.....2

Chapitre 1 - Presentation de la zone industrielle

Figure I-1 : Plan communal d la wilaya de Jijel.....4

Figure I-2 : image satellitaire de situation du projet.....5

Figure I-3 : Carte structurale de la région concernée par le projet.....7

Figure I-4 : principaux mécanismes focaux de l’Afrique.....8
du Nord (Megrahoui, 2003)

Figure I-5 : Photo du barrage de Boussiaba.....13

Chapitre 2 - Estimation des besoins en eau

Figure II.1 Cycle de fonctionnement d’une centrale.....17
électrique à cycle combiné

Figure II.2 Hydrocyclone.....19

Figure II.3 Rideaux d’eau.....19

Figure II.4 Décalaminage d'acier dans l'usine de laminage à chaud.....20

Figure II.5 Procédé de bouletage.....21

Figure II.6 Tour de refroidissement.....22

Figure II.7.a Circuit de fabrication de ciment.....23

Figure II.7.b Circuit de fabrication de ciment.....24

Chapitre 3 - Etude de l'adduction

Figure III.1 Variantes proposées pour l’adduction.....31

Chapitre 4 - Les reservoirs

Figure IV.1 Quelques types de réservoir.....37

Figure IV.2 Méthode graphique.....39

Figure IV.3 Différentes alimentation d’un réservoir44

Figure IV.4 Trop plein et vidange44

Figure IV.5 Système d’incendie à évent45

Figure IV.6 Trappe d’accès45

Figure IV.7 By-pass46

Figure IV.8 Emplacements des réservoirs46

Figure IV.9 Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....47

Figure IV.10 Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	48
---	----

Chapitre 5 - Resaux de distribution

Figure V.1 Présentation du réseau.....	51
---	----

Chapitre 6 - pose canalisation et accessoires

Figure VI.1 Pose de canalisation.....	59
Figure VI.2 Les différents cas de pose de canalisation.....	60
Figure VI.3 Butée sur un coude horizontal.....	61
Figure VI.4 Butée sur un coude vertical.....	62
Figure VI.5 Butée sur un cône.....	62
Figure VI.6 Robinet vanne à opercule.....	66
Figure VI.7 Robinet à flotteur.....	67
Figure VI.8 Clapet anti retour	67
Figure VI.9 ventouse	68
Figure VI.10 joints pour canalisations en fonte (d'après Guide DIPRA).....	70
Figure VI.11 Débitmètres.....	71
Figure VI.12 Joints de démontage pour canalisations en fonte.....	73

Chapitre 7 - Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire

Figure VII.1 Étapes d'un cycle de variation de pression.....	77
Figure VII.2 Deux premières étapes d'un cycle	80
avec rupture de colonne d'eau.	
Figure VII.3 Emplacement d'un réservoir anti-bélier.....	82

Chapitre 8 - Organisation de chantier

Figure VIII.1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction.....	93
Figure VIII.2 : Pelle hydraulique.....	94
Figure VIII.3 : Bulldozer.....	95
Figure VIII.4 : Chargeur.....	95

Listes de planches

PLANCHE N°1 : PLAN DE MASSE DE LA ZONE D'ETUDE.

**PLANCHE N°2 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE
D'ADDUCTION PARTIE 1.**

**PLANCHE N°3 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE
D'ADDUCTION PARTIE 2.**

**PLANCHE N°4 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE
D'ADDUCTION PARTIE 3.**

PLANCHE N°5 : PLAN DE RESERVOIR.

Introduction

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est depuis la nuit des temps la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de confort et de développement.

À l'instar de certains pays de la région, l'Algérie est touchée par le problème de pénurie d'eau, cet élément indispensable au bien être de la population de plus en plus rare. Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, et dépendent essentiellement de l'apport du ciel. Cette situation s'explique d'une part par une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie, et d'autre part par la croissance démographique et ces aléas sur l'accroissement des besoins et la pollution de la ressource.

Malgré la difficulté de la situation, L'Algérie a pris les défis de développé une plateforme industrielle propre à elle qui exploite les ressources hydriques disponibles, Afin de répond principalement à ces besoins à travers un projet national de 50 parcs industrielle dans différentes willaya.

Pour cela l'état a créé un maitre d'ouvrage qui s'appelle " Agence Nationale d'Intermédiation et de Régulation Foncière ANIREF " sous la tutelle du ministère de l'industrie et des mines chargé de l'aménagement de ces zones.

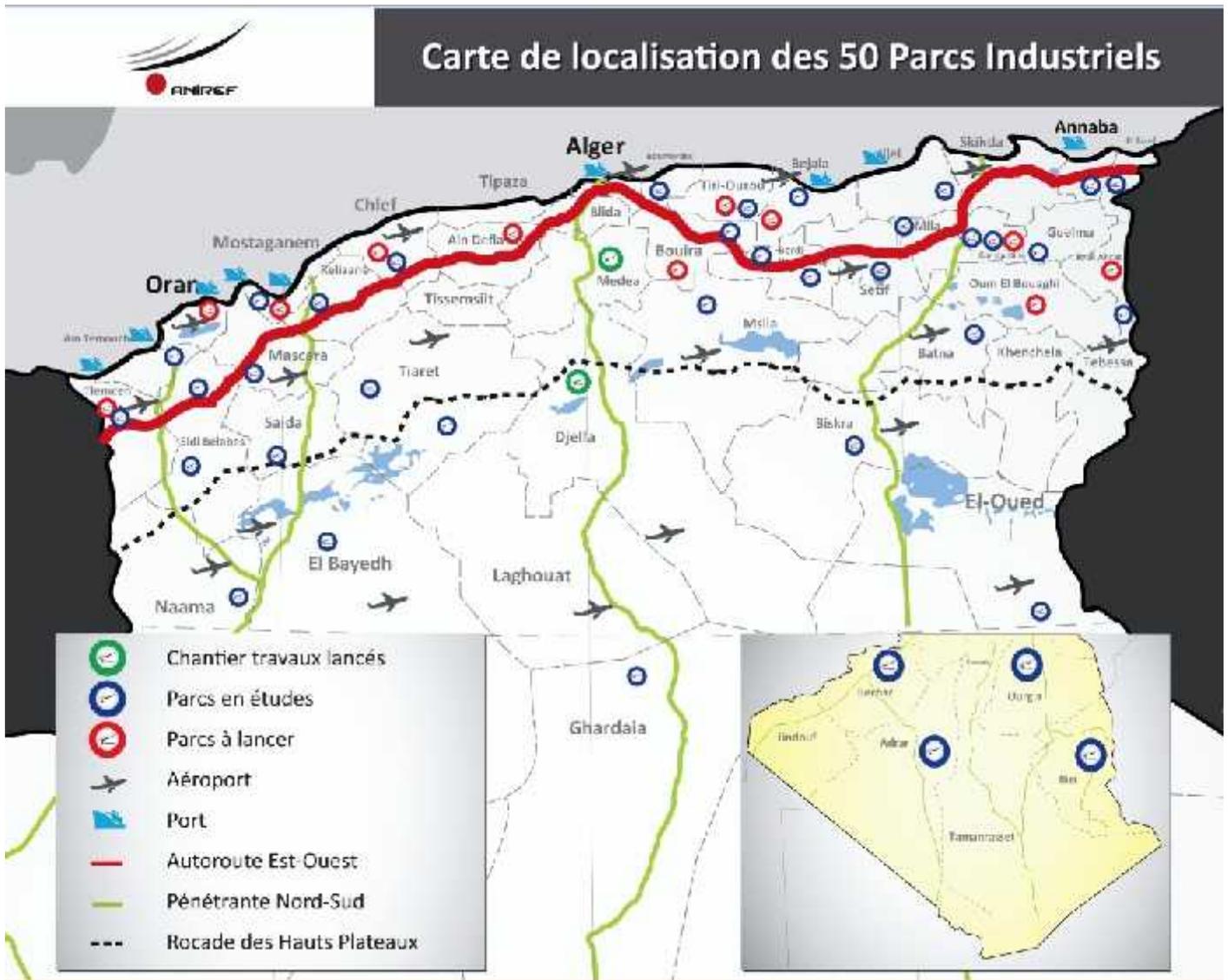


Figure : Carte de localisation des 50 parcs industriels

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Alimentation en eaux de la zone industrielle de Bellara (w.Jijel), qui consiste à acheminer une quantité d'eau brute à partir du barrage de Boussiaba destinés à l'alimentation du complexe sidérurgique de Bellara et de faire le dimensionnement des réseaux d'eau potable et de la lutte contre l'incendie de cette zone.

Elle étale sur une superficie d'environ 500 hectares, dont la majorité est occupé par le complexe sidérurgique, usine de ciment et une centrale électrique.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre portera sur la description générale de l'étude, telle qu'on abordera les aspects géographiques, géologiques, topographiques, et climatiques ainsi que la situation hydraulique et les apports du barrage Boussiaba.

I.1. Historique

Entretenu depuis l'aube de l'histoire par la clémence de son climat, Jijel d'aujourd'hui ressuscite Ighilgili d'hier qui s'incruste dans le pâtre géographique dénommé « La Petite Kabylie » convoité et agressé depuis toujours, ce cadre abonde de témoins qui transcendent le temps en s'appropriant la féerie du décor comme scène à leur résurrection.

Ce pâtre montagneux au relief escarpé fortement boisé compris entre l'oued Sahel à l'ouest et le massif de Collo à l'Est, la mer méditerranée au Nord et la grappe de montagnes de la chaîne des Babors au Sud ; se distingue par une position géographique très privilégiée qui lui confère un intérêt stratégique indéniable pour l'exploitation de ses abondantes richesses et le contrôle des voies maritimes, cette ville a connu plusieurs ères et a été colonisée à maintes reprises.

Pour les historiens, l'histoire de Jijel remonte à quelque 2.000 ans. Le nom même de la cité n'est pas éclaircie. Jijel tirerait son nom du berbère «Ighil-Ighil», de colline en colline ou, en se référant à l'Antiquité romaine, «Ighilgili» de «Jiljil», cercle de pierres sur lequel la cité a été construite pour échapper aux invasions venant du Nord, selon la Monographie de la wilaya de Jijel, de Salah Bousseoua. En effet, grâce à ses immenses plages de sable fin, la richesse de son site, la douceur de son climat, Jijel a attiré, au cours des siècles, tous les peuples expansionnistes de la Méditerranée. Bloquée entre la chaîne des Babors et la mer, démunie presque totalement de voies de communication, à l'exception de quelques voies romaines traversant des zones peu sûres reliant Constantine, Béjaïa, et Collo, après plusieurs jours de marche, Jijel subira toutes les attaques, venant surtout de la mer. La région de Jijel est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été, Un potentiel agricole intéressant, caractérisé par une superficie agricole utile de 44 mille ha de haute valeur agronomique avec un périmètre irrigable de 10 mille ha, dont 5 mille ha en cours de réalisation.

Un patrimoine forestier occupant 48% du territoire de la wilaya (115 mille ha) dominé par le chêne liège avec un maquis de bruyère et une végétation dense de plantes médicinales. Des ressources hydriques considérables estimées à 800 Mm³ avec 17 sites de barrages potentiels, dont 4 déjà étudiés : Bouadjoul, Irdjana, Ziama et Dar El-Oued (797,4 Mm³), Des ressources halieutiques appréciables avec une superficie maritime de 6.510 km² et une biomasse totale de 20800 T/an. Un potentiel touristique unique composé de paysages terrestres et marins exceptionnels.

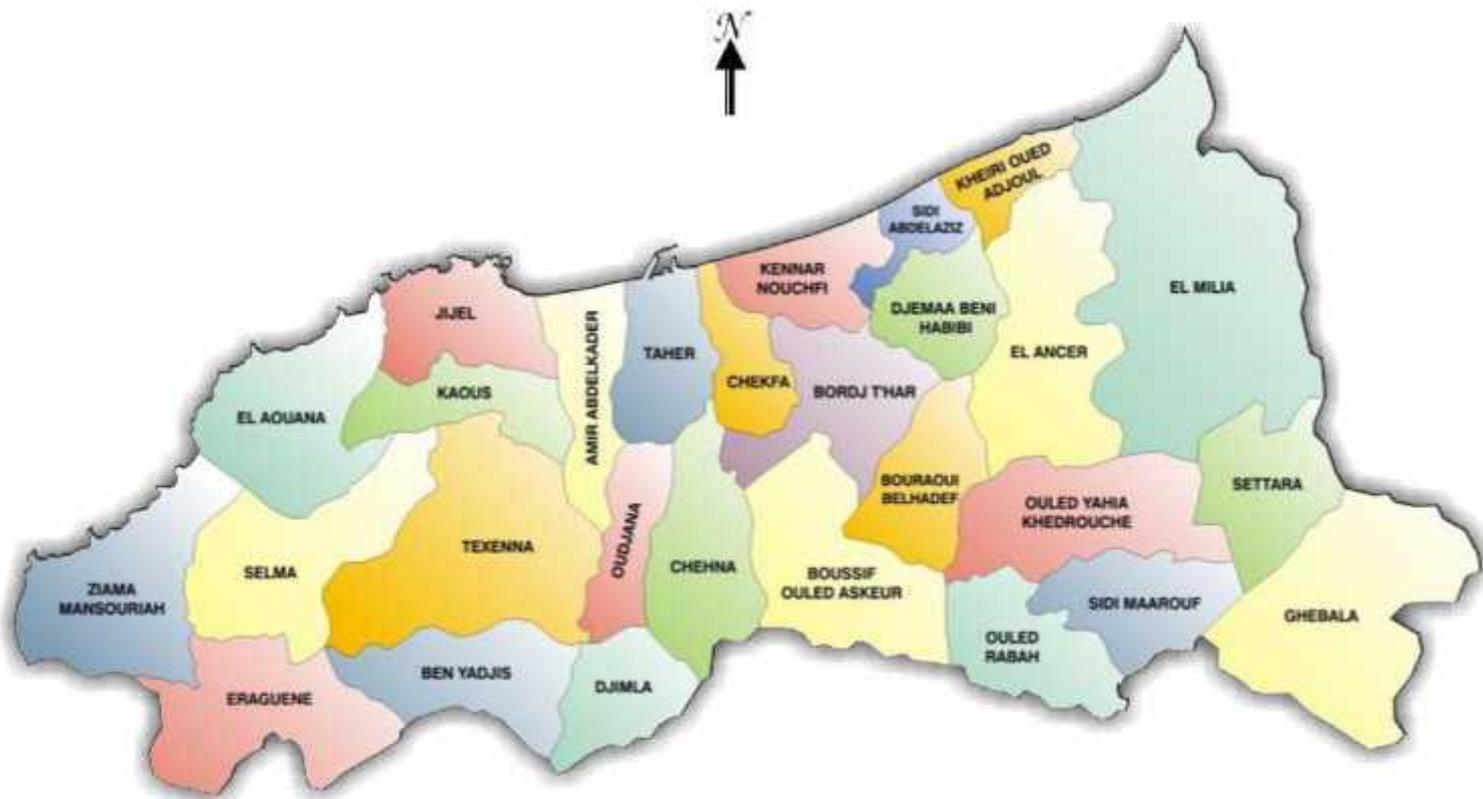


Figure I-1 : Plan communal de la wilaya de Jijel

I.2. Situation géographique

La wilaya de Jijel s'étale sur une superficie de 2.396,63 km², avec une façade maritime de 120 km. Elle est distante d'environ de 400KM de la capitale Alger, la wilaya est limitée au nord par la mer Méditerranée à l'ouest par la Wilaya de Bejaïa, à l'est par la Wilaya de Skikda, au sud-ouest la wilaya de Sétif, au sud par la Wilaya de Mila et enfin au sud-est par la Wilaya de Constantine.

I.3. Situation topographique

La zone d'étude présente un terrain plat tel que les altitudes des points extrêmes sont 30 m NGA, mais le relief reliant le barrage et la zone industrielle est accidenté telle que le point le plus haut culmine à une altitude 185 m NGA, Quant au point le plus bas entre les deux limites à une altitude de 25 m NGA, cela montre qu'il n'y a pas d'uniformité du terrain naturel et aussi qu'il y a un risque d'écrêtement de la ligne de charge.

En bref on peut dire que les alentours la zone d'étude reposent sur un relief quasi Montagneux de pente de terrain dépassant 5%.

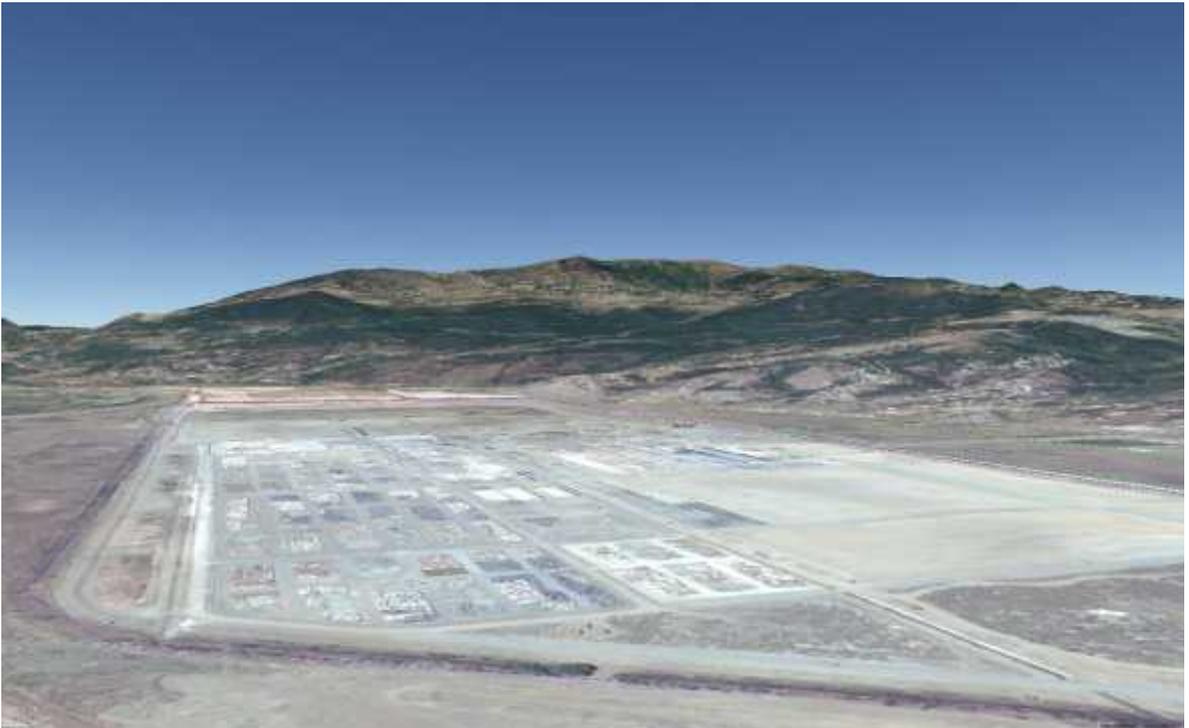


Figure I-2 : Image satellitaire de situation du projet

I.4. Situation géologique et sismicité

La région du site de Ballara est située dans l'extrémité occidentale de la zone Cristallophyllienne de la Kabylie de Collo, qui fait intimement partie de la Petite Kabylie, vaste chaîne côtière qui constitue l'Atlas tellien, La Kabylie de Collo (selon Marcel Roubault -1934) est un massif de roches cristallophylliennes et éruptives, partiellement recouvert par des lambeaux transgressifs de marnes ou de grès nummulitiques (Numidien). En dehors de ce Numidien, les terrains sédimentaires ne sont représentés que par des formations récentes : terrasses, alluvions de toutes natures,

« dunes », colluvions, éboulis, etc....

Dans ses grandes lignes, le schéma géologique de la Kabylie de Collo est assez simple :

-) au Nord, du granite et un appareil secondaire de gneiss et de serpentines,
-) au Sud, des schistes cristallins enrobant une apophyse granitique,
-) entre les deux entités, une large bande « ouest est » de formations éocènes

Le granite est d'âge tertiaire, mis en place après le Numidien qu'il métamorphise ; les schistes cristallins sont anciens, primaires et peut-être partiellement secondaires, certainement anté-nummulitiques.

L'ossature essentielle de cette région est constituée par des terrains métamorphiques anté-nummulitiques. Ces schistes, micaschistes et gneiss, fragments de la zone métamorphique et cristallophyllienne que l'on retrouve tout le long de l'Atlas tellien (Massif de la Bouzaréah, Grande Kabylie, Petite Kabylie, Edough), ont toujours été considérés comme étant indiscutablement d'âge primaire.

L'Eocène repose en transgression sur la masse des schistes cristallins. Les dépôts de l'Eocène ont été soumis aux actions dynamiques puissantes pendant les mouvements hercyniens et pyrénéens, antérieurs à l'Eocène supérieur. Postérieurement à son dépôt, le Flysch nummulitique a subi des plissements avec formation d'anticlinaux et de synclinaux, pendant la phase néogène alpine, bien marquée en Afrique du nord.

Le risque de traversée de l'adduction d'eau brute de l'oued Boussiaba nous oblige à étudier le lit de ce dernier, dans le lit de l'oued pour définir la profondeur des alluvions, Un sondage a été implanté dans une zone à l'aval du barrage, Ce sondage rencontre des alluvions grossières (sables graviers et galets) jusqu'à 10 m de profondeur.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Ceci confirme que l'adduction traversera uniquement des terrains meubles faciles à excaver.

Concernant l'hydrogéologie du site On constate que la conduite sera inscrite totalement dans des terrains meubles, Le substratum rocheux n'est traversé nulle part et quant à la nappe elle est toujours présente dans ces formations mais elle est sous forme de nappe captive donc on n'a pas de problème de remonté de cette dernière d'où aucune nécessité de prévoir des protections et une pose de canalisation simple dépourvue de caniveaux et de drainage des eaux.

Pour mieux expliciter ces différentes informations issues d'une campagne géologique très méticuleuse on va illustrer ces résultats sous forme d'une carte structurale (extrait de la carte structurale au 1/500 000 de la chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins Algéro- Tunisiens 1978)

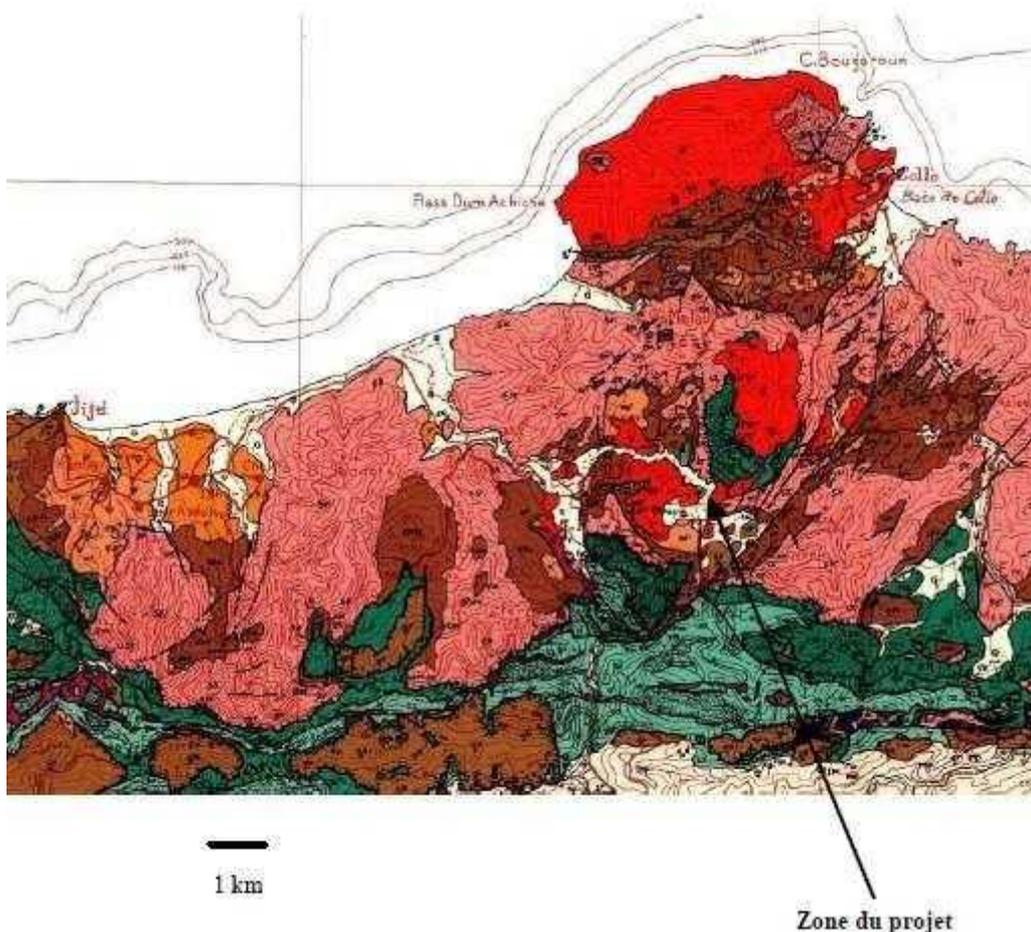


Figure I-3 : Carte structurale de la région concernée par le projet

L'historique de région d'étude a démontré qu'elle est une zone sismique et instable, car plusieurs tremblements de terres en surgit dans les parages et les comptés voisins telle que dans la Wilaya de Jijel et celle de Constantine.

L'étude sismique a conduit à retenir le séisme de référence caractérisé par les paramètres suivants :

Séisme de référence	21/08/1856
Intensité épacentrale	VIII MM
Magnitude	5,54
Profondeur	11 km
Distance à l'épicentre	0 km
Intensité induite sur le site	VIII MM
Accélération maximale horizontale au sol	0,16 g

Tableau I.1 : paramètres du séisme de référence

I.5. Situation climatique

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet, conduite de transfert et réservoirs essentiellement.

La pluviométrie est traitée à part. Pour l'ensemble des ouvrages, les stations climatologiques de référence sont celles de Jijel, Skikda et El Milia.

a) Température de l'air

Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara, les maxima absolus de températures (40 à 45 °C) sont dus à ce phénomène particulier. On dénombre une vingtaine de jour de sirocco en Algérie du Nord (27 à Bejaia).

A l'opposé, les jours de gelée sont rares (quelques jours par an). Les plaines côtières sont blanches de neige à peu près tous les dix ans.

L'analyse des températures a été effectuée à partir de 3 stations climatologiques de référence, situées les plus proches du site de Bellara : celles de Jijel, Skikda et El Milia.

Le tableau qui va suivre illustre les différentes températures de ces stations prises comme références :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne El Milia	11	12	14	16	19	22	25	26	24	20	16	13
Max El Milia	15	16	18	21	24	28	31	32	29	25	20	16
Min El Milia	7	8	9	11	14	17	19	20	19	15	11	9
Moyenne Jijel	12	13	14	15	18	22	24	26	24	21	17	14
Moyenne Skikda	12	13	14	15	18	21	24	25	23	20	16	13
Max Skikda	16	16	17	19	22	25	28	29	27	24	20	17
Min Skikda	8	8	9	11	14	17	20	21	19	16	12	9

Tableau I.2 : Températures mensuelles en degrés Celsius

La température annuelle moyenne est de 18°C aux 3 stations.

b) Humidité de l'air

L'humidité moyenne sur l'année est 79 % à Skikda et 74 % à Jijel, elle vaut probablement 70% dans la zone industrielle. L'humidité mensuelle varie très peu d'un mois sur l'autre autour de la valeur annuelle. L'hygrométrie peut descendre au-dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les jours de brouillard.

c) Ensoleillement

Les données d'ensoleillement sont déduites des observations 1967/95

Tableau I.3 : Insolation et radiation mensuelle à Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ensoleillement (h/jour)	5.8	6.3	7.3	8.1	9.3	10.5	11.4	10.6	8.9	7.3	6.2	5.2
Insolation (% de durée astronomique.)	46	54	61	60	69	73	84	81	76	61	50	46
Radiation totale cal/cm2/jour	175	253	360	435	535	580	627	559	454	307	204	162

L'insolation moyenne est de 62% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 387 calories par centimètre carré (soit une puissance de 187 watts par mètre carré).

d) Vent

Les vents dominants sur la côte sont de secteur Nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est proche de 2 m/s (Skikda), sans grande variation d'un mois sur l'autre. Au site du barrage, protégé du Nord par la chaîne côtière, la seule direction possible est celle du couloir : secteur Ouest ou secteur Est.

e) Précipitations

La pluviométrie mensuelle est calculée à partir des 89 années d'observation à la station d'El Milia. Les résultats de l'analyse spécifique des précipitations conduisent aux valeurs moyennes suivantes caractéristiques de la zone de projet. On peut remarquer que la pluie annuelle sur la retenue est environ 1 200 mm, soit 1,24 fois plus que la pluie annuelle moyenne relevée à El Milia

Tableau I.4 : Précipitations mensuelles interannuelles (mm) dans la zone de projet

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Total
El Milia	152	122	96	80	51	19	4	10	43	98	127	168	968
retenue de Boussiaba	188	151	119	99	63	24	5	12	53	121	157	208	1200

I.6. Présentation des éléments constituant le projet

Ce projet de transfert vise en premier lieu d'alimenter le complexe sidérurgique par l'eau brute et de faire le dimensionnement de réseau d'eau potable la zone industrielle.

Les éléments qui constituent ce système sont :

A. Barrage de Boussiaba :

Le barrage est un ouvrage poids en Béton Compacté Roulé (BCR) de 295 m de longueur en crête et de 51 m de hauteur maximale environ au-dessus du fond de fouille (45 m environ au-dessus du terrain naturel).

Voici un tableau qui résume les caractéristiques du barrage de Boussiaba :

Tableau I.6 : Caractéristiques du barrage de Boussiaba

Barrage		
Type de barrage		Barrage poids en BCR
Cote de la crête du barrage	NGA	79,65
Longueur de la crête du barrage	m	295
Largeur de la crête du barrage	m	5
Hauteur maximale sur TN / sur fondation	m	44,65 / 50,65
Fruit du parement amont Vertical		Vertical
Fruit du parement aval		0,75 H / 1V
Volume de béton dont :		166 900
) Béton compacté au rouleau	m ³	148 200
) Béton conventionnel		18 700

Tableau I.7 : Caractéristiques de l'évacuateur de crues du barrage de Boussiaba

Evacuateur de crues		
Seuil		Libre type «Creager»
Longueur du seuil déversant	m	100
Crête du seuil	NGA	74,40
Débit laminé sous la cote 78,62 NGA (PHE1 000 ans)	m ³ /s	1 843
Débit laminé sous la cote 79,32 NGA (T=10 000 ans)	m ³ /s	2 366

Les caractéristiques géo-mécaniques de la fondation au niveau du barrage de Boussiaba sont tiré à base d'essai au laboratoire et la conclusion est que la qualité de la fondation et l'absence de discontinuités majeures proches de l'horizontale nous permet de préconiser les valeurs minimales ci-dessous pour le rocher de fondation :

$$= 45^\circ$$

$$C = 1 \text{ MPa}$$



Figure I-5 : Photo du barrage de Boussiaba

B. La prise d'eau

La prise d'eau doit être située sous le volume utile, soit 45,85 NGA pour pouvoir exploiter l'ensemble du volume. Par contre, en cas de forte crue charriant des apports solides jusqu'au barrage, cette prise basse doit être arrêtée.

Dans ce dernier cas, afin d'assurer néanmoins la desserte en eau potable, il est nécessaire de disposer pour celle-ci d'une prise à une cote supérieure, mieux protégée des apports solides, mais non utilisables lorsque la réserve est basse.

Il est donc proposé :

- une prise d'eau principale avec dégrillage par crépine à nettoyage automatique pour le débit totale du transfert, calée en-dessous de la cote 45,85 NGA,

Les crépines principales sont disposées à proximité de la conduite de vidange de manière à permettre l'élimination des dépôts grâce à des chasses.

Il n'est pas prévu de dispositif de manutention fixe pour les crépines. En cas de démontage, il sera fait appel à un système de ballon gonflable pour soulever

l'appareil et le ramener contre le parement du barrage, d'où il pourra être remonté sur la crête par un camion grue.

C. La Conduite de transfert

La conduite de transfert aura pour rôle l'acheminement de l'eau brute du barrage de Boussiaba vers le complexe sidérurgique, pour son dimensionnement il faut d'abord choisir la variante à retenir pour l'adduction.

Le détail du choix des variantes et le dimensionnement de l'adduction sera dans les chapitres à suivre.

D. Le Réservoir d'alimentations

Pour assurer l'alimentations de la zone dans les heures de pointe de consommation, l'interruption d'apport en eau, lutte contre les incendies et autre cas de fonctionnement du réseau, on doit créer une réserve en eau emmagasiné dans le(s) réservoir(s).

E. Réseau d'alimentation

Afin d'assurer le bon fonctionnement des usines en questions on doit les fournir une quantité d'eau avec des pressions des services acceptable sans qu'il aura une stagnation dans les conduites ni des vitesses d'écoulements destructives.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a illustré tous les caractéristiques du projet ainsi que les conditions du terrain tel que la topographie et la géologie, et aussi les différents ouvrages qui composent ce système de transfert et surtout les enjeux capitaux de ce transfert vu le déficit en eau dont la région des plaines sétifiennes souffrent, et afin de promouvoir l'épanouissement de cette zone qui possède un potentiel agricole non négligeable et cela va contribuer à la croissance du pays.

Chapitre II

Estimation des besoins

II.1 Introduction :

Les besoins en eau pour le Parc Industriel de Bellara dépendent essentiellement de la nature des activités qui sont projetées.

II.2 Le recensement, aléas et solutions :

Dans notre étude existe pas mal de contraintes mais les plus marquantes sont cités ci-dessous :

-) Nous n'avons aucune information finale et exacte sur le nombre des ouvriers final qui vont exploiter les différentes usines de la zone sauf les données primaires de 1500 ouvriers du complexe sidérurgique, les 300 ouvriers de la centrale électrique et les 143 travailleurs de la cimenterie.
-) D'habitude les complexes sidérurgiques demandent une quantité d'eau énorme et on ne peut pas les fournir à partir de réseau d'eau potable de la zone industrielle uniquement.
-) Les régimes de fonctionnements des différentes usines sur les 24 heures sont méconnus.
-) Les besoins en eau de la centrale électrique dépendent de la demande en électricité et le vieillissement des matériaux, Ce dernier paramètre a une grande influence sur la consommation d'eau à l'horizon d'étude qui est de 33 ans.
-) Nous étions face à un manque d'informations sur la dotation de chaque usine.

Pour une telle situation, nous avons utilisés et le background requis à l'école et les avis des experts dans le domaine, et pour bien choisir la dotation de chaque usine nous avons fait des comparaisons avec d'autres parcs industriels en Algérie et en dehors de pays.

Nombre des ouvriers :

Le premier défi que nous avons rencontré est de déterminer le nombre exact des employeurs qui vont travailler dans la zone industrielle a l'horizon d'étude, Ce nombre dépend de plusieurs critères, à titre d'exemple la demande du produit au marché et surtout le développement de la technologie et le passage vers le monde robotique, donc ce nombre peut être diminué. Pour bien éclairer la situation nous avons pris l'exemple du complexe sidérurgique d'el Hadjar qui se trouve à une distance d'environ 260 km à vol d'oiseau à l'est sur une superficie de 800 hectares, Le nombre des travailleurs en 1982 était de l'ordre de 27 000, en 2017 il est de 5 000 travailleurs et ils ont un plan pour le réduire à 2 800, C'est-à-dire dans 35 ans ils ont libérés 22 000 employés.

Malheureusement, les seules données sur le nombre des travailleurs dans la zone sont dans le tableau suivant :

Usine	Surface (hectares)	Nombre de travailleurs
Complexe sidérurgique	315.19	1500
Centrale électrique	40	300
Cimenterie	20	143
Totale	375.19	1943

Tableau II.1 Nombre des travailleurs dans la zone industrielle

Ces chiffres correspondent au fonctionnement des usines à pleine capacité dans les premières années.

II-3 L'évaluation de la consommation journalière :

II-3-1- Besoins domestiques :

Ce sont des besoins sanitaire (lavabo, WC, douche,...) et demande administratif, en se basant sur cette approche nous avons choisir une dotation de 15 litre par travailleur par jour, donc :

$$Q_{\text{dom}} = 1943 * 0.015 = 29.145 \text{ m}^3/\text{J}$$

$$Q_{\text{dom}} = 29.145 \text{ m}^3/\text{j}$$

Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\text{max},j}$ et $K_{\text{min},j}$

) Consommation maximale journalière $Q_{\text{max},j}$

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\text{max},j} = K_{\text{max},j} * Q_{\text{moy},j} \quad [\text{II.1}]$$

Avec : $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière (m³/j)

$K_{\text{max},j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum,

$$K_{\text{max},j} = \beta_{\text{max},j} * \beta_{\text{max},j} \quad [\text{II.2}]$$

On prend : $\beta_{\text{max},j} = 1.2$ et $\beta_{\text{max},j} = 1.7$

$$Q_{\max j} = 1.7 * 1.2 * 29.15 = 59.47 \text{ m}^3/\text{j}$$

) Consommation minimale journalière $Q_{\min,j}$

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad [\text{II.3}]$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière (m³/j)

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum ,

$$K_{\min,j} = \beta_{\min,j} * \alpha_{\min,j} \quad [\text{II.4}]$$

On prend : $\alpha_{\min,j} = 0.5$ et $\beta_{\min,j} = 0.1$

$$Q_{\min,j} = 0.6 * 0.1 * 29.15 = 1.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

II-3.2 Besoin de la centrale électrique :

Cette puissante installation devant être réalisée dans le cadre du futur complexe sidérurgique algéro- qatari prévu sur le site en question d'une superficie globale de 40 hectares sera opérationnelle en cycle combiné avant l'été 2017, a-t-on appris des responsables du projet.

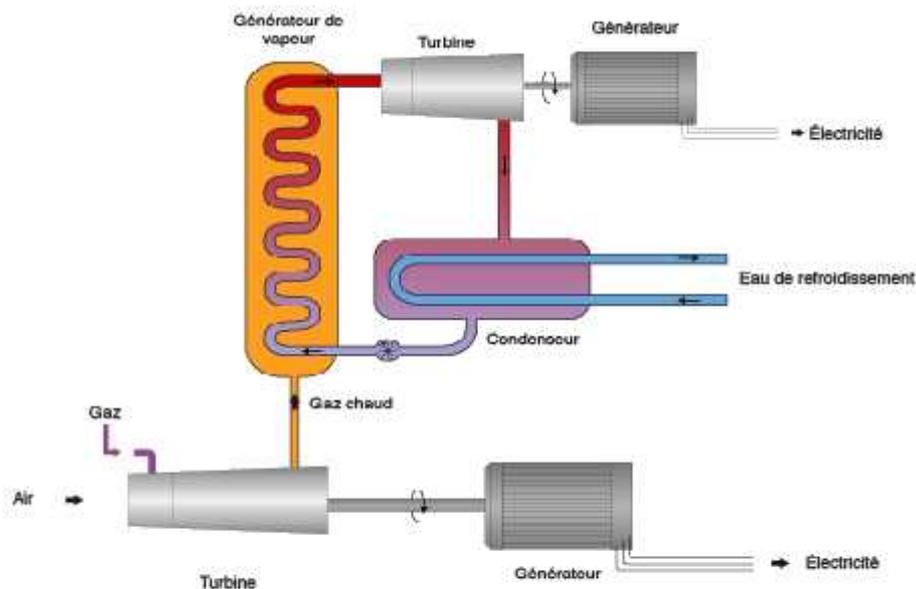


Figure II.1 Cycle de fonctionnement d'une centrale électrique à cycle combiné

L'intérêt de ces centrales, dites CCGT (Combined Cycle Gas Turbine), est ainsi double : Le rendement est fortement amélioré (jusqu'à 70% contre 35% pour une turbine à gaz seule), et les émissions polluantes s'en trouvent fortement réduites (jusqu'à 50% d'émissions polluantes en moins pour la même quantité d'électricité fournie).

Comme nous avons cité avant, la consommation en eau de ce type des centrales dépend essentiellement de la demande en électricité en aval et de vieillissement des matériels. Dans ce cadre, Nous avons contacté les responsables de la centrale thermique d'Achouat ; dans la même wilaya (30 km à l'ouest de la zone) qui fournit 630 Mégawatt avec le même principe de fonctionnement ; Ils nous ont dit que la consommation en eau dans les premières années de la centrale était entre 280 et 300 m³ par jour alors que maintenant elle est dans l'entourage de 1000 m³ par jour c'est-à-dire plus que le triples de débits initiale.

La nouvelle centrale électrique de bellara fournit 1400 Mégawatt, qui sont plus que le double de celle d'Achouat, Alors nous avons choisi un débit de 1500 m³ par jour pour alimenter la centrale électrique.

$$Q_{\text{élect}} = 1500 \text{ m}^3 / \text{j}$$

II.3.3 Besoins du complexe sidérurgique :

L'industrie sidérurgique est une grande consommatrice d'eau, notamment pour effectuer des refroidissements à différentes étapes de la fabrication de l'acier. Afin d'économiser cette eau, des circuits fermés ou semi-fermés ont été mis en place depuis de nombreuses années. Parmi les utilisations de l'eau Dans ce type d'industrie on trouve :

Les hydrocyclones :

C'est un dispositif qui utilise la force centrifuge pour séparer des particules plus lourdes que l'eau. Ce n'est pas un filtre au sens strict du terme car il n'y a aucune barrière physique pour trier les particules.



Figure II.2 Hydrocyclone

Les rideaux d'eau :

Il est conseillé d'améliorer les conditions de travail en installant en particulier sur les lieux de travail soumis à une forte chaleur un écrans d'isolation thermique avec des rideaux d'eau entre les travailleurs et les sources de chaleur rayonnante devant les fours pour résisté à la chaleur.

Le rideau d'eau est un cas particulier de « Déluge » des pulvérisateurs à jet plat (drenchers, queue de paon) permettent la création d'un « mur » d'eau, véritable écran thermique isolant. On l'utilise lorsqu'il n'est pas possible de construire un mur séparatif



Figure II.3 Rideaux d'eau

Décalaminage :

La calamine se forme lors du traitement de l'acier à haute température. La réaction du fer avec l'oxygène présent dans l'air provoque la formation d'oxyde de fer à la surface. C'est ce qu'on appelle « la calamine ». La calamine affecte de façon durable l'apparence et la qualité de l'acier. Pour garantir une qualité élevée des produits laminés à chaud, il est donc indispensable d'enlever ces impuretés de la surface métallique.

Cette haute qualité de surface est assurée par le décalaminage. Dans l'installation de décalaminage, la calamine sur la surface métallique est enlevée par des jets d'eau. Une installation de décalaminage comporte une ou plusieurs barres de pulvérisation avec les jets d'eau dirigés obliquement vers le produit. En général, l'élimination de la calamine s'opère par projection d'eau à une pression entre 100 et 400 bars et un débit entre 200 et 700 m³/h. La pompe haute pression constitue donc une partie essentielle de l'installation de décalaminage. Des détecteurs sont utilisés pour surveiller la température et la pression dans le système de lubrification de la pompe haute pression.



Figure II.4 Décalaminage d'acier dans l'usine de laminage à chaud

Installation de bouletage :

Un des traitements du laitier de haut fourneau est la granulation à l'eau, le bouletage fait partie des nombreuses technologies mises au point pour fabriquer du laitier granulé. Le procédé granule le laitier en l'étalant sous forme de lame, puis en le projetant, après l'injection d'eau, avec un tambour dans un bâtiment, où il subit une trempe à l'eau, puis un refroidissement à l'air.

Cette technique de traitement du laitier de haut fourneau a été développée au Canada à partir de 1968 par la National Slag Limited. Elle consiste donc à fragmenter et à tremper simultanément le laitier en fusion à la sortie du haut fourneau, par la double action d'un tambour tournant ailette et de jets d'eau. On obtient ainsi un produit comparable au laitier granulé mais de granulométrie étalée, ce qui permet son utilisation, en partie comme laitier granulé, et en partie comme granulats de laitier expansé (ou cristallisé). La consommation d'eau est de 1 m³/t de laitier produit.



Figure II.5 Procédé de bouletage

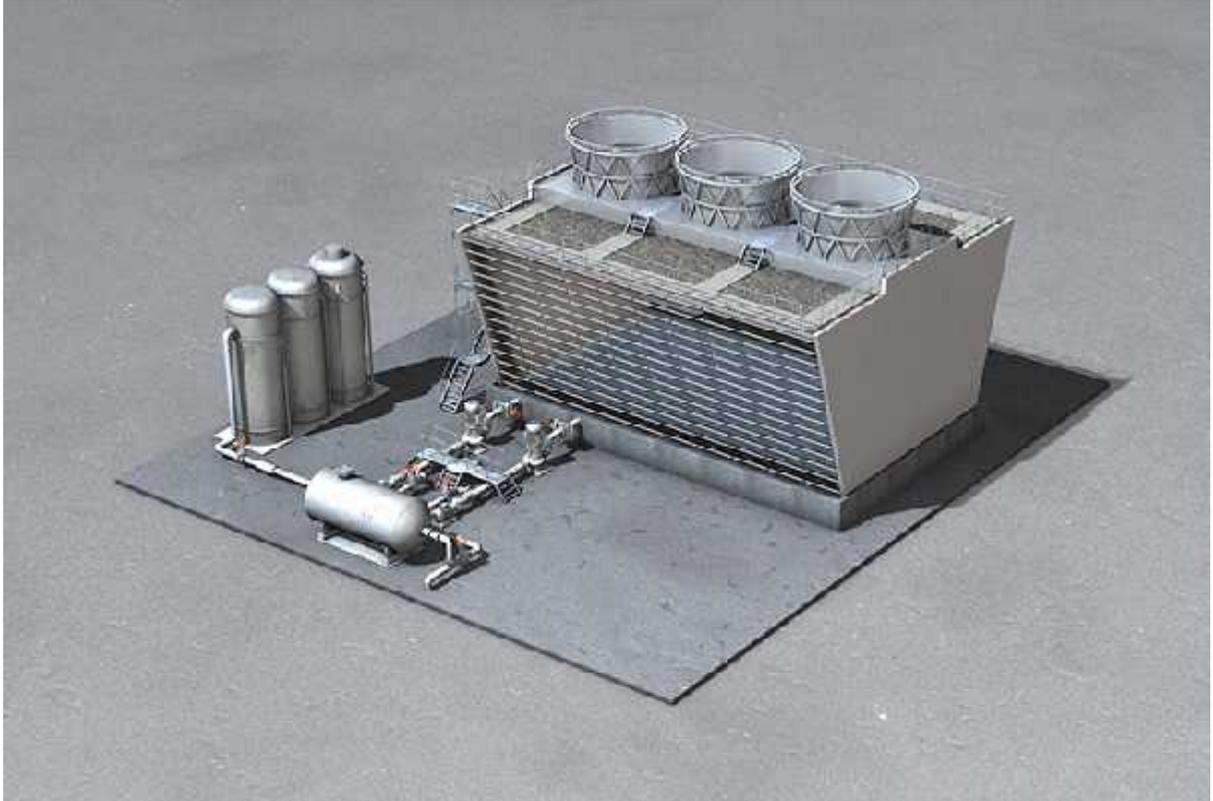
Le refroidissement du laminoir à chaud : (Tour de refroidissement)

Les installations de refroidissement de laminoirs sont souvent conçues comme des systèmes de refroidissement par eau en circuit fermé. Un tel système de refroidissement est le plus souvent composé d'une tour de refroidissement avec ventilateurs axiaux, d'un échangeur de chaleur en forme de V, d'un bassin et d'une station de pompage pour le transport et l'alimentation en eau des consommateurs.

Les ventilateurs disposés verticalement au-dessus de l'échangeur de chaleur sont régulés en vitesse. Si la température réelle de l'eau de refroidissement dépasse la température de consigne, le système de commande augmente la vitesse des rotations des entraînements à l'aide d'un variateur de fréquence.

En général, une pompe submersible verticale aspire l'eau de refroidissement depuis le bassin de la tour de refroidissement. Les pertes par évaporation doivent être compensées par l'adjonction d'eau douce. C'est pourquoi le niveau dans le bassin doit être mesuré.

Figure II.6 Tour de refroidissement



Pour le choix de la dotation, Nous avons fait des recherches et voici les résultats qu'on a trouvés :

-) Dans le livre « technique de l'ingénieur, article : **Les grandes catégories d'usages de l'eau dans l'industrie** » page G 1 150 – 6, nous avons trouvés que La consommation en eau d'appoint pour un site sidérurgique équipé d'un recyclage est de 3 à 6 m³ d'eau par tonne d'acier fabriquée.
-) On a trouvé aussi que Le Centre national de la recherche scientifique (CNRS) Français a publié un dossier scientifique sur l'eau (usages - consommations industrielles, CNRS, 2000) et il a estimé qu'il faut 300 à 600 litres d'eau pour fabriqué 1kg d'acier.
-) L'agence de l'Eau Seine-Normandie prévoit qu'il faut 20 000 litres d'eau pour produire une tonne d'acier.
-) Le groupe SUEZ ; Groupe de services et de solutions industrielles spécialisé dans la gestion durable des ressources, pense qu'il nous faut entre 300 et 600 litre d'eau pour fabriqué un kilogramme d'acier.

J) Selon l'American Steel and Iron Institute, pour une tonne d'acier il faut 20 000 litres d'eau pour produire une tonne d'acier.

Or que l'usine de bellara vise la production de 5 millions de tonnes d'acier par ans, avec un recyclage qui peut arriver jusqu'à 97% (les autres 3% ce sont des pertes par évaporation). Donc nous avons choisi la première dotation qui est 3 à 6 m³ d'eau pour une tonne d'acier fabriqué et on a pris 5 m³ d'eau / t aciers.

Le débit d'eau journalier est :

$$Q_{\text{Sidérurgie}} = 5 * 5\,000\,000 / 365 = 68493.15 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$Q_{\text{Sidérurgie}} = 68493.15 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{Sidérurgie}} = 68493.15 / 24 / 3600 = 0.793 \text{ m}^3/\text{s}$$

C'est un débit important et on doit trouver une source capable de lui assurer.

N.B : Le maitre de l'ouvrage a exigé dans le cahier de charge de faire alimenter le complexe sidérurgique par une eau brute, puisque ils vont construire une nouvelle station de traitement d'eau potable pour obtenir leur propre qualité d'eau.

II.3.4 Besoins de la cimenterie :

Pour voir une idée sur le rôle de l'eau dans la fabrication du ciment, On doit connaître le processus de fabrication utilisé par cette cimenterie :

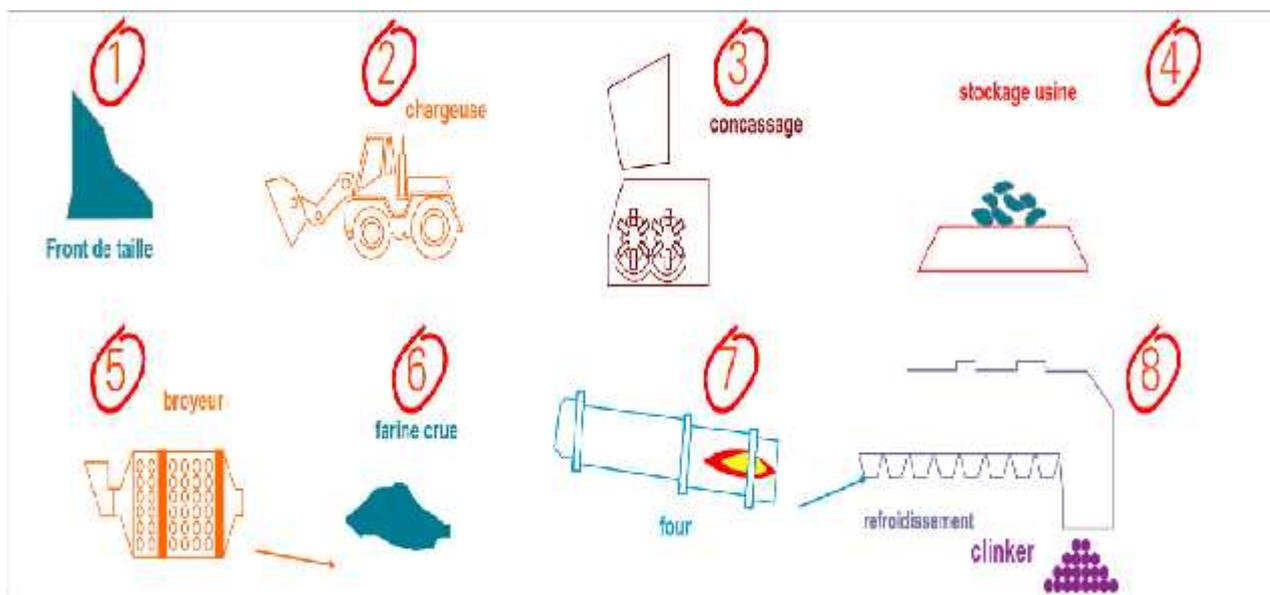


Figure II.7.a Circuit de fabrication de ciment

1. L'extraction en carrière : Se fait ordinairement dans les roches exploitées soit en souterrain ou à ciel ouvert.
2. La pré homogénéisation : Consiste à analyser et proportionner séparément des matériaux bruts appropriés de manière à obtenir des mélanges de matière. Dans cette phase se crée un mélange fin et homogène qu'on appelle le cru.
3. Le cru va suivre plusieurs étapes de transformation ; dans un premier temps dans le four, puis, il subit une phase de séchage ainsi qu'une décarbonatation.
4. La cuisson : Après avoir dé-carboniser le mélange subit lors de la cuisson dans le four à 1450°, le produit obtenu à la sortie s'appelle le clinker et se présente sous forme de caillou.
5. Le broyage et conditionnement : Le clinker est broyé avec du gypse de prise. Cette opération est généralement effectuée au moyen d'un broyeur à boulet (dispositif cylindrique chargé avec des boulets d'acier mis en rotation) dans lequel on introduit le clinker de manière à obtenir le ciment.
6. Broyage : Après un broyage très fin du clinker et du gypse on obtient du « ciment pur ». Des composantes secondaires sont également additionnées afin d'obtenir des ciments composés.
7. Conditionnement et expédition : le ciment stocké dans des silos est expédié en vrac ou en sacs vers leurs lieux de consommation comme expliqué dans le schéma ci-après.

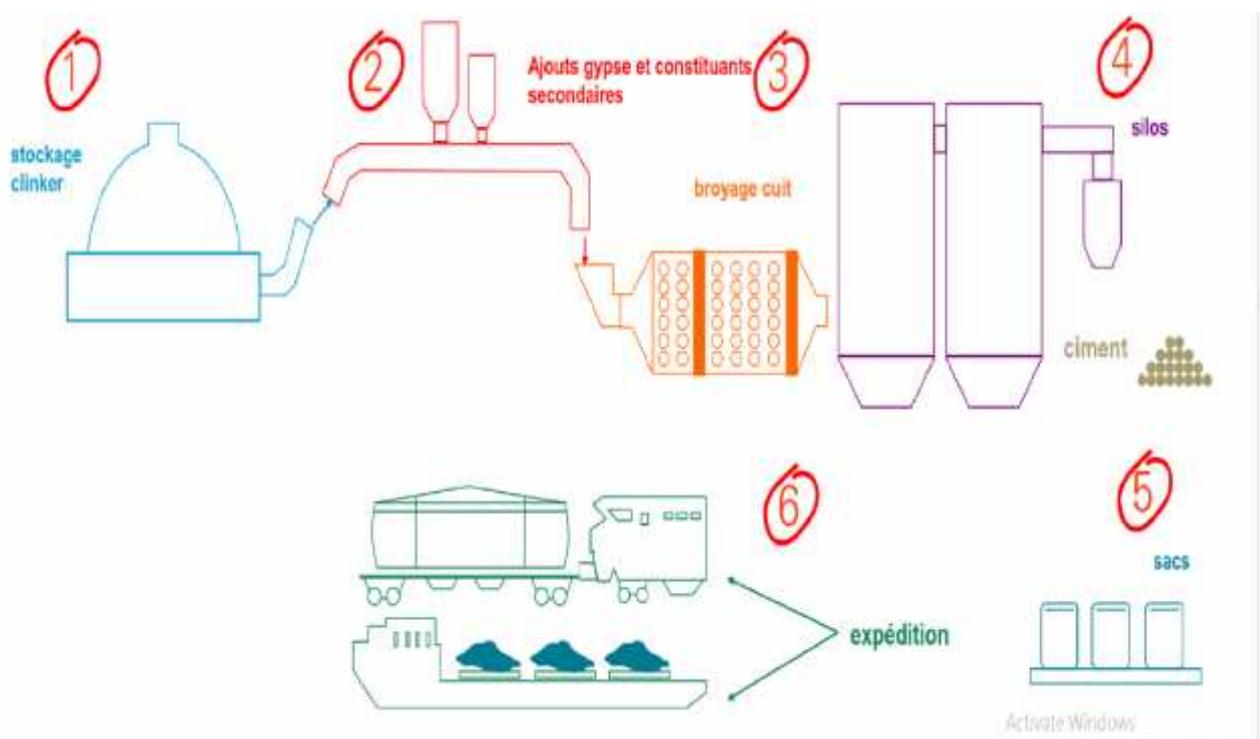


Figure II.7.b Circuit de fabrication de ciment

Nous trouvons ainsi que l'eau intervienne principalement dans le roidissement de clinker et d'un petit pourcentage dans le broyage, Selon Febelcem; la fédération des entreprises cimentières Belge; l'essentiel de la consommation d'eau des cimenteries est lié au refroidissement des fumées (70%) d'une part et du ciment (20%) d'autre part.

Il reste maintenant de faire le choix de la dotation convenable sachant que la nouvelle cimenterie vise à produire 2 millions de tonnes de ciment par ans.

-) Le Centre national de la recherche scientifique (CNRS) Français a publié dans le dossier scientifique sur l'eau (usages - consommations industrielles, CNRS, 2000) que pour produire 1 kilogramme de ciment il nous faut 35 litre d'eau.
-) la fédération des entreprises cimentières Belge a cité que, Dans les documents BREF de la Commission, les besoins en eau d'une usine de ciment sont évalués à environ 0,6 m³ d'eau par tonne de ciment pour le refroidissement. La plus grande partie de cette eau est recyclée. Dans les installations en voie sèche, l'eau sert également aussi au refroidissement des fumées des fours, ce qui représente environ 0,4 - 0,6 m³ d'eau par tonne de ciment. Les usines utilisant le procédé par voie humide nécessitent encore environ 1 m³ d'eau par tonne de ciment pour le broyage du mélange séché. Cette eau est restituée au milieu par évaporation, Elle atteint en cimenterie de Wallonie (sud de Belgique) l'ordre de 0,2 m³ par tonne de ciment produite par voie sèche.

Vu que nous ignore la voie de broyage de clinker (par voie humide, demi-sèche ou sèche), nous avons choisi la dotation donnée par Le Centre national de la recherche scientifique (CNRS) Français qui est de 0.35 m³ par kg de ciment.

Alors :

$$Q_{\text{cimenterie}} = 0.35 * 2\,000\,000 / 365 = 1917.81 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$Q_{\text{cimenterie}} = 1917.81 \text{ m}^3 / \text{j}$
--

Après le calcul des besoins en eau de la zone, nous avons remarqué que le débit journalier sans comptabilisation du complexe sidérurgique est de 0.0397 m³/s et si on lui ajoute le débit du complexe sidérurgique qui est de l'ordre de 0.7927 m³/s, il devient 0.833 m³/s, de même il y aura lieu un autre problème de qualité de l'eau à fournir à la zone. Donc on doit alimenter le complexe sidérurgique à partir d'une autre source pour les deux raisons suivantes :

1. Assurer la quantité et les pressions d'eau nécessaire pour le fonctionnement.
2. Faire réduire le cout de projet et de l'exploitation.

II.4 Conclusion :

Les valeurs indiquées dans ce chapitre, restent à titre indicatif pour la consommation du site en eau, elles sont basées sur des valeurs de moyennes relevées sur d'autres parcs industriels existants en Algérie et en dehors de pays. De ce fait les résultats mentionnés, ne peuvent refléter avec exactitude parfaite la consommation du parc. Ainsi ces capacités et débits seront définitifs, une fois que les données relatives aux consommations individuelles de chaque acquéreur seront transmises.

Nous avons trouvés deux sources susceptibles de fournir l'eau brute au complexe, Le Barrage de BENI HARROUN qui se trouve à environ 40 km à l'est du site, et le barrage de BOUSSIABA qui se trouve à 12 km vers le nord-est du site, alors nous avons choisie de faire une adduction d'eau à partir du site de barrage de BOUSSIABA pour alimenter le complexe sidérurgique.

Pour le reste des usines nous avons choisi de faire l'alimentation par un piquage dans une conduite qui passe à l'entourage la zone industrielle.

Chapitre III

Etude de l'adduction

Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner l'adduction d'eau brute afin de satisfaire les besoins du complexe sidérurgique.

III.1 Types d'adduction

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

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

III.1.1 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

III.1.2 Adduction par refoulement

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

III.1.3 Adduction mixte

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

III.2 Choix des matériaux de canalisation

Face aux conditions de débits en pressions de service à garantir et aux conditions de installation qui se présentent, plusieurs alternatives se posent en ce qui concerne le matériau des conduites, à savoir :

- Les tuyaux en acier et pièces de raccord assemblés par joints soudés ;
- La fonte ductile à joint standard avec dispositif de verrouillage longitudinal ;
- Les canalisations en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité) dans la limite des pressions maximales admissibles ;
- Les canalisations en béton à âme en tôle, à joints soudés, dans la limite des pressions maximales admissibles.

Un premier choix a été fait en ce qui concerne le type de matériau à adopter, en fonction des caractéristiques techniques et des prix de fournissement et installation pour les diamètres et pressions intéressés par le réseau. Face aux pressions de service qu'il faut garantir, les matières synthétiques (PEHD) ne sont intéressantes du point de vue économique que pour les diamètres inférieurs à DN 300 mm. Les tuyaux en béton avec âme en tôle ne sont économiquement avantageux, dans une première approche, que pour les diamètres supérieurs à DN600. Ceci étant, les choix plus intéressants retombant sur les tuyaux métalliques (Acier ou Fonte Ductile).

Une étude comparative technico-économique entre les différents matériaux de conduites susceptibles d'être utilisés a été menée. Elle a fait apparaître les avantages et inconvénients pour chacun d'entre eux. Pour cette analyse, l'Administration a recommandé de faire préférentiellement retomber le choix sur les tuyaux de fabrication nationale (Acier, PEHD, ..). Les différents éléments de cette étude ont amené à faire ressortir quatre types de matériaux comme étant les plus appropriés au contexte de l'étude :

- Acier
- Fonte Ductile (FD)
- Béton avec Âme en Tôle (BAT)
- Polyéthylène de Haute Densité (PEHD)

Le tableau suivant donne les gammes pour lesquelles chacun des matériaux est le plus avantageux du point de vue Technico-économique :

	PN 10	PN 16	PN 25
DN 200	PEHD	PEHD	ACIER/FD
DN 250	PEHD	PEHD	ACIER/FD
DN 300	PEHD	PEHD	ACIER/FD
DN 350	ACIER/FD	ACIER/FD	ACIER/FD
DN 400	ACIER/FD	ACIER/FD	ACIER/FD
DN 450	ACIER/FD	ACIER/FD	ACIER/FD
DN 500	ACIER/FD	ACIER/FD	ACIER/FD
DN 600	BAT	BAT	ACIER/FD
DN 800	BAT	BAT	ACIER/FD
DN 900	BAT	BAT	ACIER/FD
DN 1000	BAT	BAT	ACIER/FD

Tableau III.1 Comparaison entre les matériaux de conduite
(Etude faite par gibb Portugal & prointec)

Le choix entre l'Acier et la Fonte Ductile peut être fait tenant compte de l'agressivité des terrains, et ceci étant la Fonte Ductile pourrait être proposée, ponctuellement, pour les secteurs où l'agressivité est plus grande. Cependant, du fait que c'est un matériau importé, qui oblige à l'installation d'accessoires pareillement importés,

l'administration déconseille l'adoption de ce type de conduite et accessoires parce que le bon déroulement des travaux ainsi que les opérations de maintenance/réparation peuvent être fortement perturbés par d'éventuelles difficultés (délais, notamment) dans l'importation de ces accessoires. Ceci étant, les conduites métalliques et accessoires respectifs seront exclusivement en acier, avec la protection anticorrosion adéquate selon les risques identifiés.

Les conduites soudées présentent l'avantage d'une continuité longitudinale plus satisfaisante dans les zones pentues ou les terrains instables. Les tubes d'acier pourront être du type « soudés longitudinalement » ou « hélicoïdalement ». L'assemblage des tuyaux et des pièces de raccord sera effectué par joints soudés. La nuance d'acier pour les tuyaux est de 360 MPA pour les tronçons à pression de fonctionnement admissible PSA supérieure à 10 bars et inférieure à 25 bars et de 230 MPA pour un PSA inférieur ou égal à 10 bars. L'acier utilisé pour la fabrication des pièces de raccord possèdera au moins les mêmes caractéristiques mécaniques que les tubes. Les pièces spéciales seront aussi jonctionnées par soudure bout à bout.

III.2.1 Revêtement intérieur :

Les conduites métalliques (acier et fonte ductile) devront être revêtus intérieurement de façon à :

- garantir le maintien des performances hydraulique de la canalisation dans le temps
- éviter tout risque d'attaque de la paroi intérieure par les eaux véhiculées
- maintenir la qualité de l'eau transportée

Face à la nature et à qualité de l'eau du barrage de Boussiaba on propose un revêtement intérieur classique, qui respecte les critères de conformité applicables aux matériaux en contact avec l'eau à usage de consommation humaine, pour toutes les canalisations du projet (à l'exception des tuyaux en PEHD), à savoir :

- Mortier de ciment de haut fourneau ou résine époxy pour les canalisations
- revêtement époxy, polyuréthane, polyéthylène ou mixte pour les pièces spéciales

Dans les tronçons qui présentent une forte pente, le revêtement intérieur des tuyaux devra être renforcé pour résister à l'abrasion.

III.2.2 Protection contre corrosion extérieure :

Les canalisations qui sont toutes enterrées, sont soumises à la corrosivité des terrains qui peuvent se regrouper en trois types :

- Sols agressifs : Résistivité inférieure à 25 Ohm.m
- Sols peu agressifs : Résistivité comprise entre 25 et 100 Ohm.m

- Sols non agressifs : Résistivité supérieure à 100 Ohm.m

Ce problème se pose fondamentalement pour les conduites métalliques.

Pour ce type de canalisations plusieurs modes de protection sont disponibles :

- Une protection classique constituée d'une couche de zinc métallique déposée par projection et recouvert par une couche de finition en peinture bitumineuse. Cette protection convient à la majorité des sols.

- Une protection renforcée constituée par la protection classique que l'on vient doubler par la mise en place d'une manche polyéthylène sur site.

- Une protection spéciale constituée par une protection polyuréthane. Ce type de protection est mise en place dans des conditions de corrosivité extrême (traversée de nappe phréatique salée, marais ou lorsque les sols sont pollués).

Des mesures de résistivité ont été effectuées le long du tracé prévu pour les conduites d'adduction. Le choix du type de protection à été effectué sur la base des résultats obtenus (et sur l'analyse des résultats des mesures de pH réalisés sur des échantillons prélevés dans les puits de reconnaissance). Pour les résultats de ces mesures se rapporter au volume qui traite de l'étude géologique et géotechnique.

Les critères suivants ont été adoptés pour fonder le choix du type de revêtement à appliquer :

- Résistivité supérieur à 25 Ohm.m: revêtement classique

- Résistivité inférieure à 25 Ohm.m : revêtement classique, plus mise en place de manche polyéthylène.

III.2.3 Protection cathodique :

En complément de la protection par le revêtement extérieur de la canalisation, l'Entreprise de réalisation des travaux pourra décider, face aux caractéristiques de la tuyauterie à installer, de mettre en place une protection cathodique protégeant l'ensemble de la canalisation.

III.2.4 Conclusion

Dans notre cas, on opte pour des conduites en Acier pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent.

III .3 Proposition des variantes

Avant de lancer notre étude on opte pour le choix des variantes. Nous avons proposés deux variantes :

III .3.1 Variante N°1

Cette variante comprend une conduite mixte, on refoule l'eau à partir de la station de pompage vers le réservoir tampon sur la cote 185 puis l'eau circule gravitairement vers le point demandé.

III .3.2 Variante N°2

Une seule conduite gravitaire vers le point demandé à partir du point de prise représenté par une conduite en acier de diamètre égale à 2200 mm conduites.

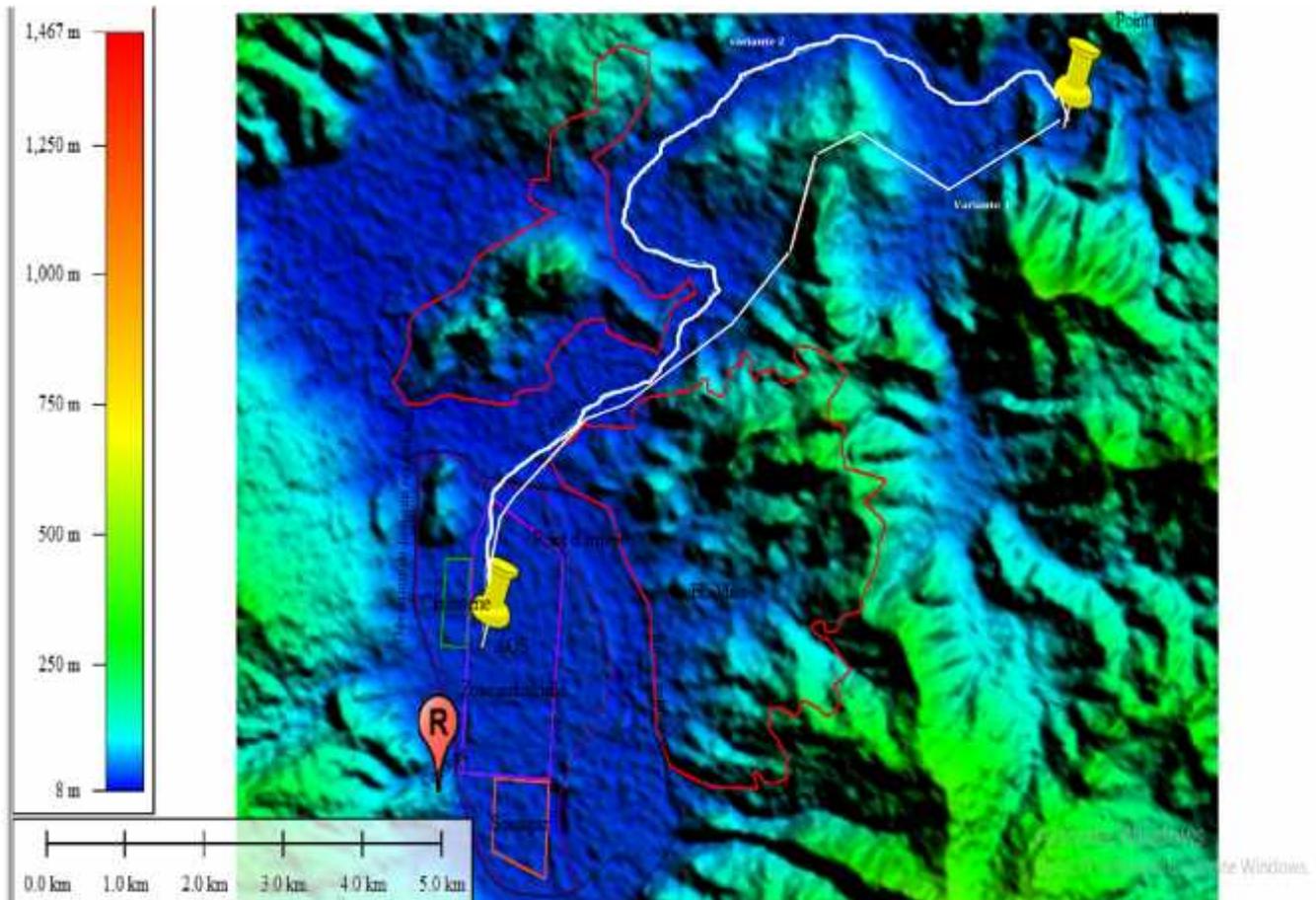


Figure III.1 Variantes proposées pour l'adduction

III .3.3 Conclusion

Vu que la deuxième variante ne consomme aucune énergie durant leur exploitation en plus le point d'arrivée se situe en dessous de point de piquage, nous avons choisi cette variante

III.4. Dimensionnement de l'adduction

III.4.1 Détermination du diamètre avantageux

La formule utilisée pour le calcul de la perte de charge de l'écoulement dans la conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\zeta H_t = K' \frac{L_{eq} Q^s}{D_{av}^m} \quad [III.1]$$

ζH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_{eq} = L_g + \Gamma L_{eq} \quad [III.2]$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{eq} : Longueur équivalente (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\zeta H_t = 1,15 \zeta H_p^{lin} \quad L_{eq} = 1,15 L_g \quad [III.3]$$

ζH_t : Perte de charge totale (m) ;

ζH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et s .

Tuyau	K'	m	s
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Tableau III.2 Coefficients K' , m , s pour différents types du tuyau

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $s = 2$; $m = 5,3$ (matériaux : ACIER).

III.4.2 Calcul des longueurs équivalentes

La longueur est de :

$$L_{eq} = 1.15 * L_g = 1.15 * 11\ 889.51 = 13\ 672.94\ m$$

$$L_{eq} = 13\ 672.94\ m$$

III.4.3 Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Point	Cote terrain (m)	Pression au sol (m)
Départ	41.30	38.35
Arrivée	32.21	15.00

Tableau III.3: Les altitudes des différents points de l'adduction

III.4.4 Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^s}{\zeta H_i}} \quad [III.4]$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $s = 2$; $m = 5,3$

ζH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \quad Q = V * \frac{f * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \quad [III.5]$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul de diamètre avantageux sont regroupés dans le tableau suivant:

Tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	H _i (m)	D _{calculé} (mm)
1	0.973	11 889.51	13 672.94	32.44	868.78

Tableau III.4: Calcule de diamètre

III.4.5 Normalisation des diamètres

Les deux diamètres qui existent sur le marché sont le D800 et le D900, Si on choisit le D800 la perte de charge devient de 43.68m on aura une chute de pression a l'aval de l'ordre de -11.24m, et si on choisit le D900 on aura un surplus de pression de l'ordre de 6.05m, Alors nous sommes obligés de faire une combinaison entre les deux diamètres. la longueur des deux nouveaux tronçons est calculé comme suit :

$$H = \frac{K^{\prime} * L * Q^{\beta}}{D_{90}^m} + \frac{K^{\prime} * (L-x) * Q^{\beta}}{D_{80}^m} \quad [III.6]$$

Le seul inconnue dans l'équation c'est le x qui présente la longueur dont laquelle la conduite a le D800 comme diamètre.

On obtient :

$$L_{D900} = 5304.32 \text{ m}$$

$$L_{D800} = 6585.19 \text{ m}$$

III.4.6 Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
800	15 367.72	6585.19	101 199 356.10
900	18 078.16	5304.32	95 892 345.65
Investissement(DA)			197 091 701.70

III.5 Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico- économique de l'adduction :

-L'adduction gravitaire à une longueur totale des conduites de 11 889.51 m et des diamètres de 800 mm, 900 mm

Chapitre IV

Les réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages qui permettent de relier entre deux régimes différents à savoir : une consommation variable et une alimentation caractérisée par un débit constant, Donc l'étude de dimensionnement de ces derniers doit être approfondie afin d'assurer un bon fonctionnement ce qui est le but de ce chapitre.

IV.1 Définition :

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

-) **la régulation du débit** entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (donné par la consommation).
-) **La régulation de pression** en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
-) **La sécurité** vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

-) Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
-) Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
-) Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
-) Simplification de l'exploitation.
-) Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
-) Régularité des pressions dans le réseau.

IV.2 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

-*Le matériau de construction* : Ils peuvent être réalisés

- ✓ en maçonnerie
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint
- ✓ en acier pour de petites capacités

-La position par rapport au terrain naturel :

- ✓ sur sol
- ✓ enterrés
- ✓ semi-enterrés
- ✓ sur tour

-Selon la forme de la cuve :

- ✓ rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.
- ✓ Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

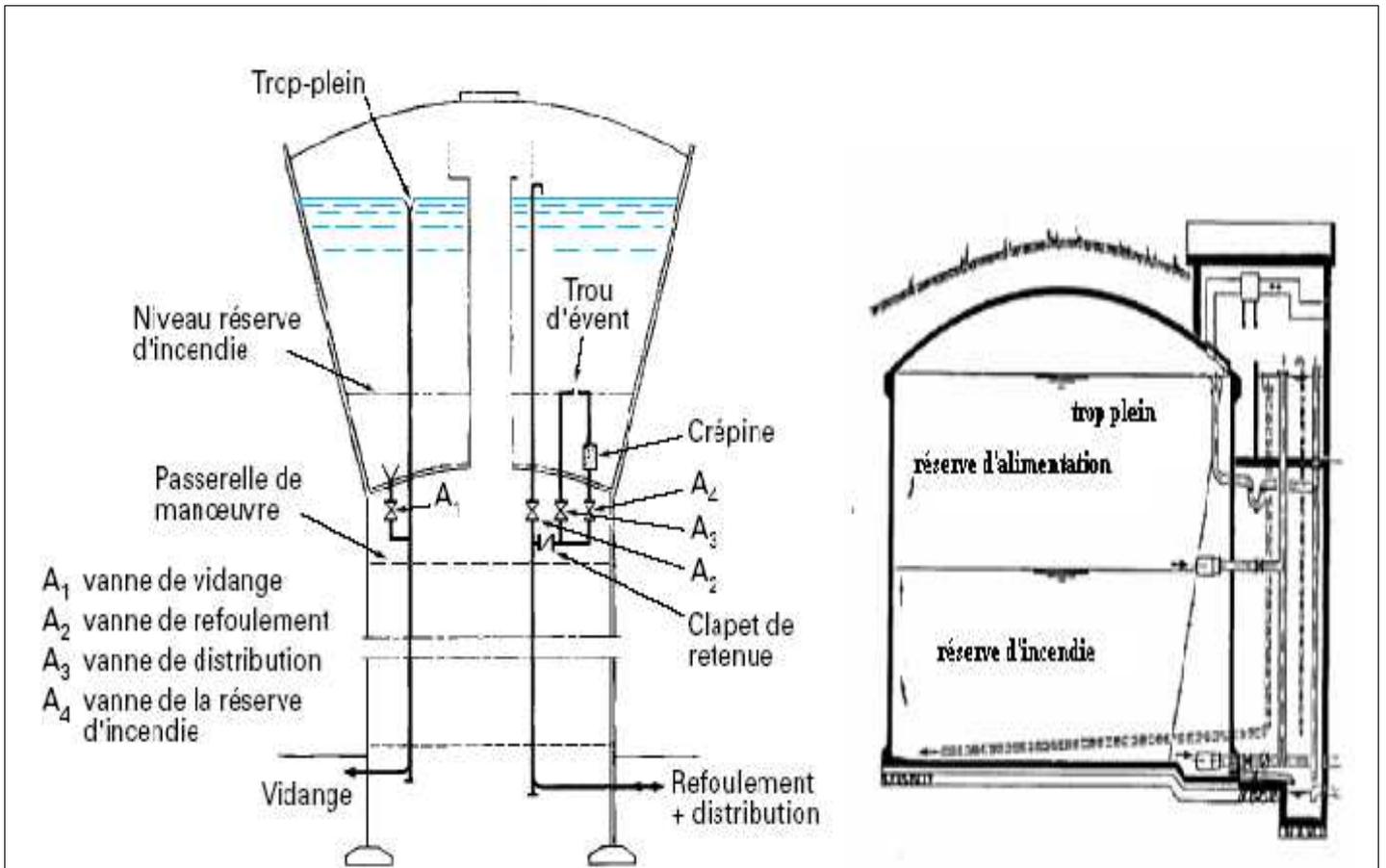


Figure IV.1 Quelques types de réservoir

IV.3 Capacités des réservoirs :

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

IV.3.1 Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation à l'aval).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

$$V_r \times \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{m \ j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV.3.2 Méthode graphique :

On trace, sur 24 heures, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe $[V_a(t)-V_c(t)]$.

Le volume minimum nécessaire des réservoirs $V_{rés}$ sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et de la plus petite valeur (négative) de cette différence.

Cette méthode, très précise. Suppose, donc, que l'on dispose de statistique suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui n'est pas toujours le cas notamment pour les villes qui ne sont pas encore alimentées.

La méthode est illustrée par la figure suivante :

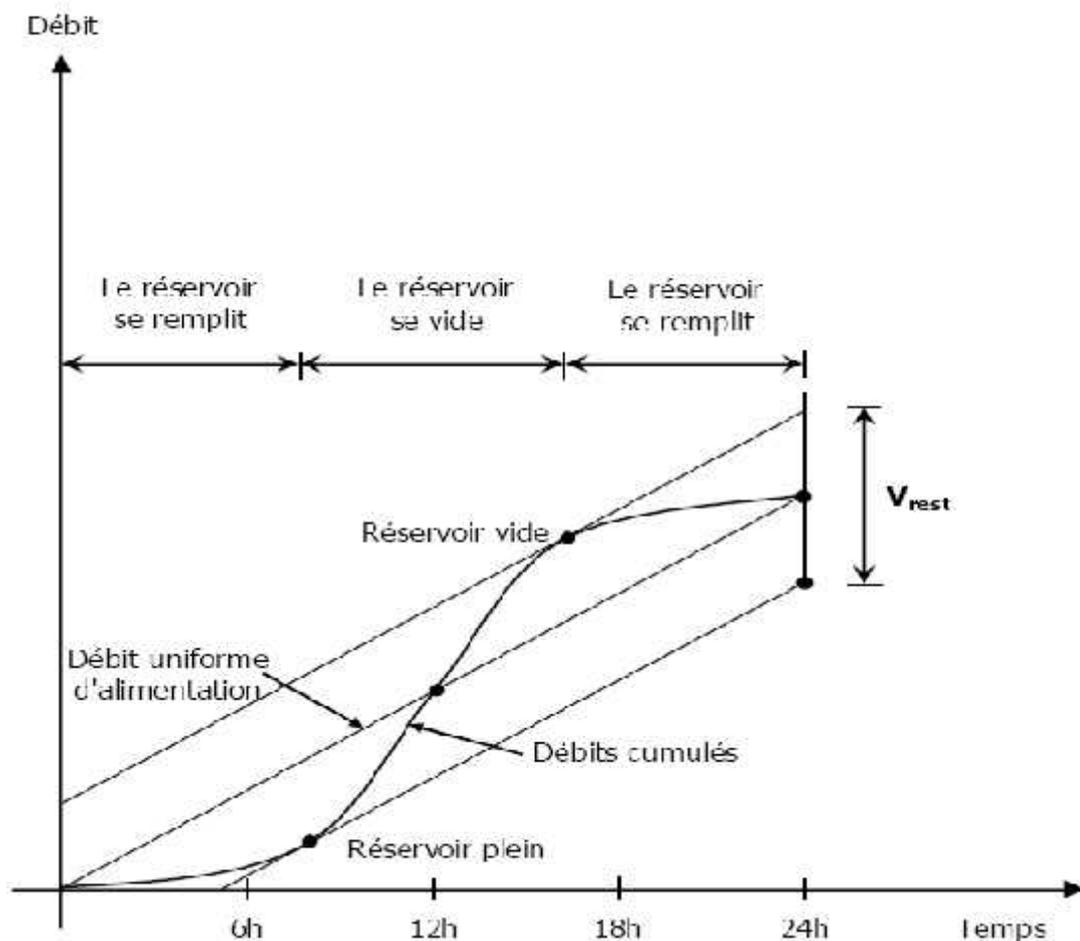


Figure IV.2 Méthode graphique

IV.4 Dimensionnement des réservoirs d'alimentation :

Les réservoirs d'alimentation constituent les réservoirs de tête, qui sont directement liés au réseau de distribution.

Comme c'est déterminé par la méthode analytique le volume est calculé comme suit :

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

$$V_r = X \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{m j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

IV.4.1 Dimensionnement de réservoir :

N.B :

Dans ce cas le régime de fonctionnement des usines n'est pas connu, nous avons supposés que la cimenterie fonctionne 12 h par jours, la centrale électrique fonctionne 24 heures par jours.

Heure	COEF DOM	Q dom m ³ /h	Q elec m ³ /h	Q dim m ³ /h	Q hoaire m ³ /h	Consumation %	Apport m ³ /h	Apport %	Deficit m ³ /h	Surplus m ³ /h	Reste dans R
0-1	1.00	0.59	62.50	0.00	63.09	1.81	0.00	0.00	1.81		13.95
1-2	1.00	0.59	62.50	0.00	63.09	1.81	0.00	0.00	1.81		12.13
2-3	1.00	0.59	62.50	0.00	63.09	1.81	0.00	0.00	1.81		10.32
3-4	1.00	0.59	62.50	0.00	63.09	1.81	0.00	0.00	1.81		8.50
4-5	2.00	1.19	62.50	0.00	63.69	1.83	173.86	5.00		3.17	11.67
5-6	3.00	1.78	62.50	0.00	64.28	1.85	173.86	5.00		3.15	14.82
6-7	5.00	2.97	62.50	0.00	65.47	1.88	173.86	5.00		3.12	17.94
7-8	6.50	3.87	62.50	159.82	226.19	6.50	173.86	5.00	1.50		16.44
8-9	6.50	3.87	62.50	159.82	226.19	6.50	173.86	5.00	1.50		14.93
9-10	5.50	3.27	62.50	159.82	225.59	6.49	173.86	5.00	1.49		13.45
10-11	4.50	2.68	62.50	159.81	224.99	6.47	173.86	5.00	1.47		11.97
11-12	5.50	3.27	62.50	159.82	225.59	6.49	173.86	5.00	1.49		10.49
12-13	7.00	4.16	62.50	159.82	226.48	6.51	173.86	5.00	1.51		8.97
13-14	7.00	4.16	62.50	159.81	226.47	6.51	173.86	5.00	1.51		7.46
14-15	5.50	3.27	62.50	159.82	225.59	6.49	173.86	5.00	1.49		5.97
15-16	4.50	2.68	62.50	159.81	224.99	6.47	173.86	5.00	1.47		4.50
16-17	5.00	2.97	62.50	159.82	225.29	6.48	173.86	5.00	1.48		3.02
17-18	6.50	3.87	62.50	159.82	226.19	6.50	173.86	5.00	1.50		1.52
18-19	6.50	3.87	62.50	159.82	226.19	6.50	173.86	5.00	1.50		0
19-20	5.00	2.97	62.50	0.00	65.47	1.88	173.86	5.00		3.12	3.12
20-21	4.50	2.68	62.50	0.00	65.18	1.87	173.86	5.00		3.13	6.25
21-22	3.00	1.78	62.50	0.00	64.28	1.85	173.86	5.00		3.15	9.40
22-23	2.00	1.19	62.50	0.00	63.69	1.83	173.86	5.00		3.17	12.57
23-24	1.00	0.59	62.50	0.00	63.09	1.81	173.86	5.00		3.19	15.76
Total	100.00	59.47	1500.00	1917.81	3477.28	100.00	3477.28		/	/	/

Tableau IV.1 Evaluation du volume résiduel du réservoir

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$$Q_{\max, j} = 3477.28 \text{ m}^3/\text{j}$$

Et d'après le tableau précédent V_r égale à :

$$V_r = 0.1794 * 3477.28 = 623.82 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 623.82 + 120 = 743.27 \text{ m}^3$

Le volume normalisé est de 750 m^3

Dimensions du réservoir :

) Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$S \times \frac{V_n}{h} = \frac{f * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \quad D \times \sqrt{\frac{4 * V_n}{f * h}} \quad [\text{IV.1}]$$

On prends: $h = 8 \text{ m}$

$$\text{AN: } D \times \sqrt{\frac{4 * 750}{3,14 * 8}} \quad D = 10.828\text{m, on prends: } \mathbf{D = 11 \text{ m}}$$

) Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$h \times \frac{4 * V_n}{f * D^2} \quad [\text{IV.2}]$$

$$\text{AN: } h \times \frac{4 * 750}{3,14 * 11^2} \quad \mathbf{h = 7.9 \text{ m}}$$

) La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

$$S \times \frac{V_n}{h} \quad [\text{IV.3}]$$

$$\text{AN: } S \times \frac{750}{7.9} \quad \mathbf{S = 94.94 \text{ m}^2}$$

) La hauteur totale H du réservoir :

La hauteur sera majorée par une hauteur dite matelas d'air qui varie de 0.25 à 1m

Donc $H = h + R$

On prend: $R = 0,6\text{m}$

AN: $H = 7.9 + 0.6$ **$H = 8.5\text{ m}$**

) La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur d'incendie est calculée en divisant le volume d'incendie par la surface de la cuve :

$$h_{inc} \times \frac{120}{94,94} \quad \mathbf{h_{inc} = 1.26\text{m}}$$

IV-5. Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

- ✓ dispositifs d'alimentation et de départ ;
- ✓ trop-plein et vidange ;
- ✓ un système de matérialisation de la réserve d'incendie
- ✓ trappes d'accès et échelles ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

IV-5-1.Dispositifs d'alimentation :

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse
- Arrivée par surverse noyée
- Arrivée par le bas
- Arrivée par le fond

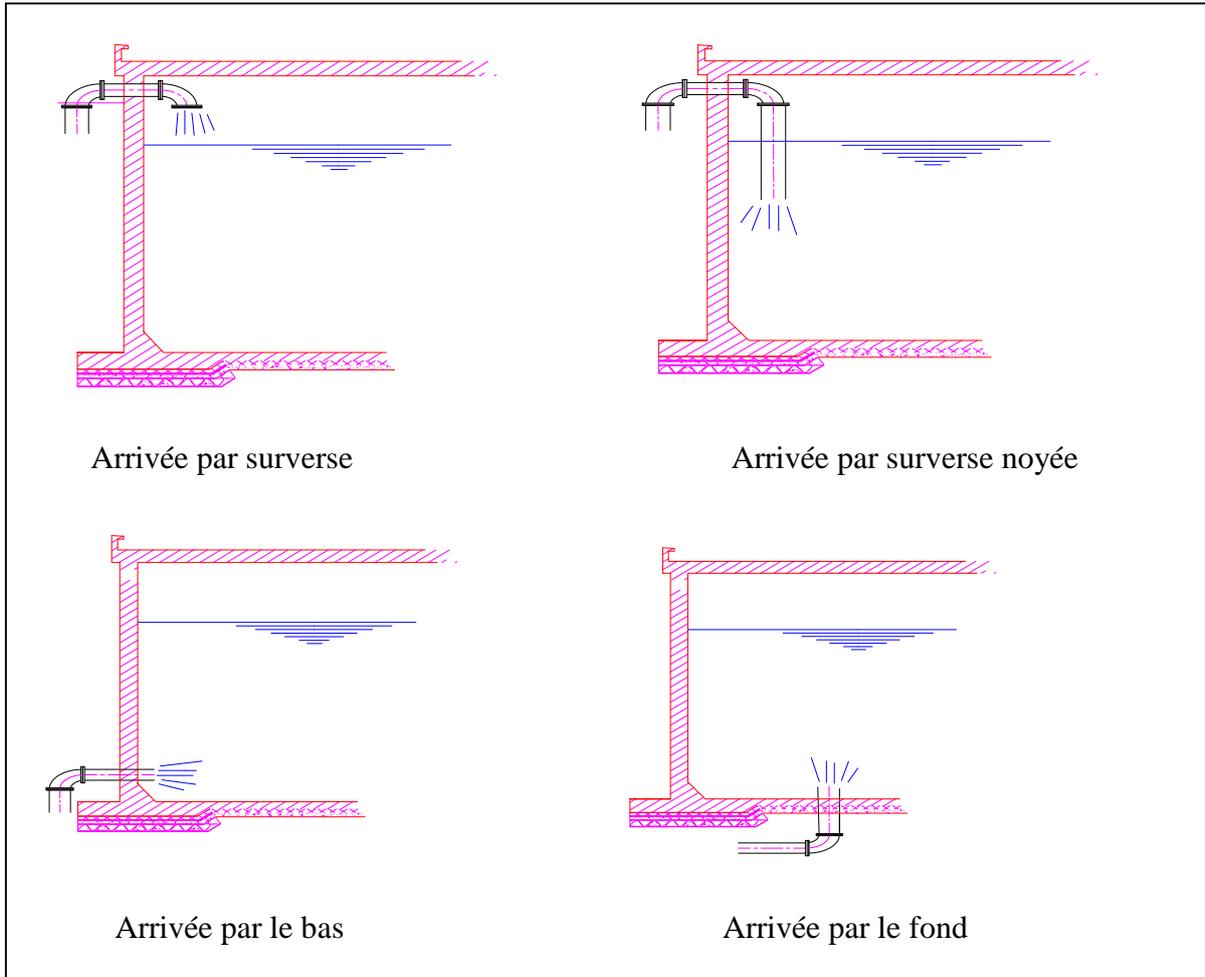


Figure IV.3 Différentes alimentation d'un réservoir

IV-5-2. Trop plein et vidange :

Ils peuvent se faire de la façon suivante

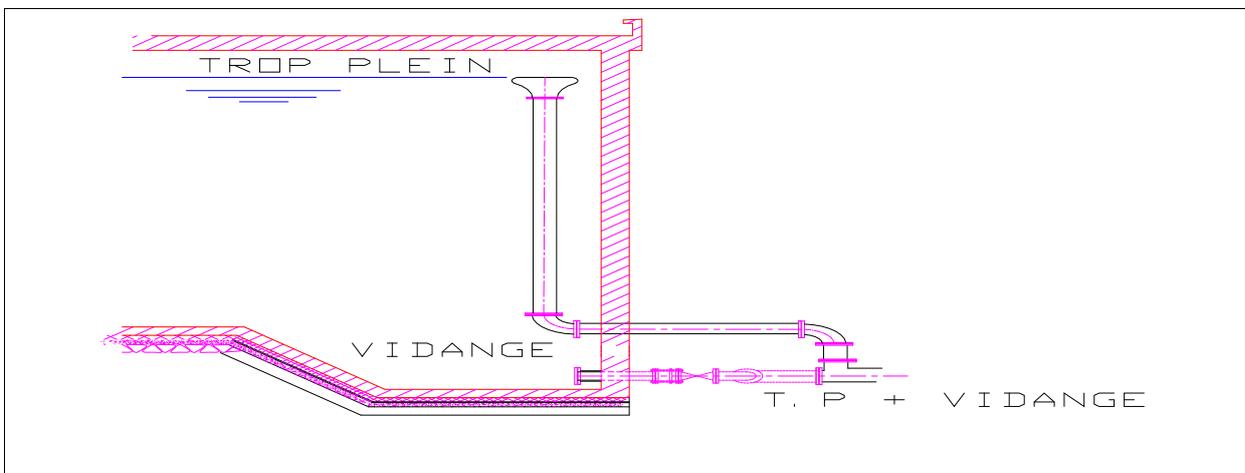


Figure IV.4 Trop plein et vidange

IV.5.3- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est un à une seule prise et comporte un siphon à évent avec une réserve d'incendie commandée à distance comme le montre la figure suivante :

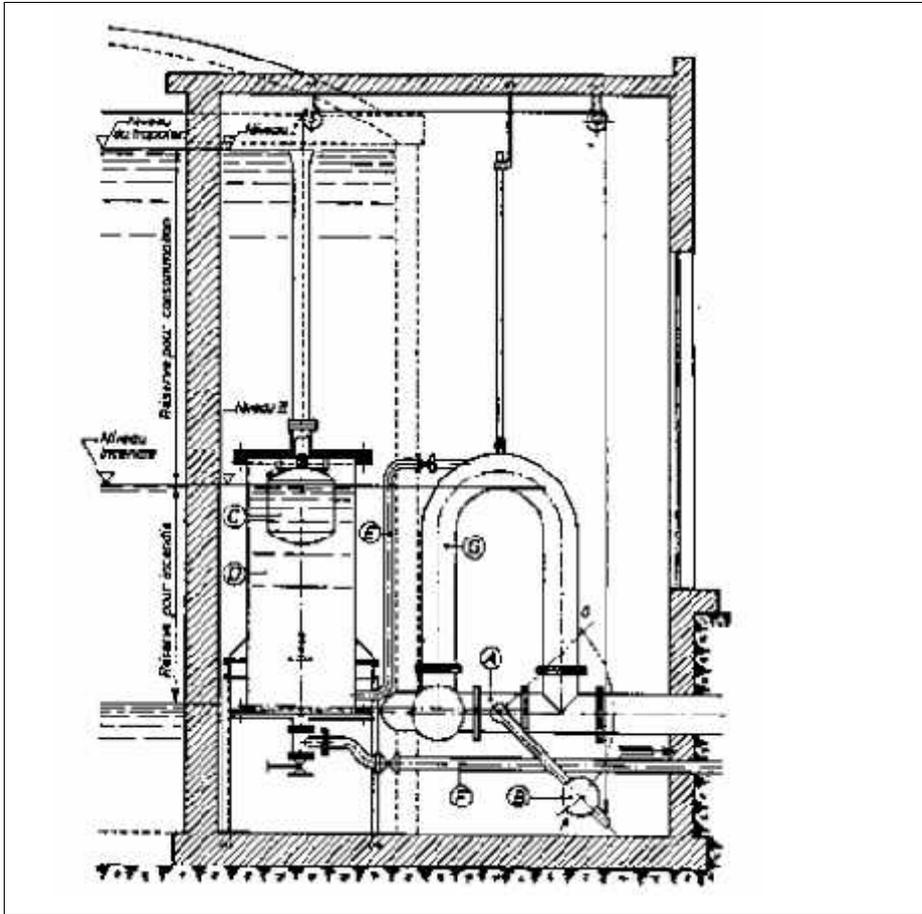


Figure IV.5 Système d'incendie à évent

IV-5-4.Trappes d'accès et échelles

La trappe d'accès est représentée comme suit :

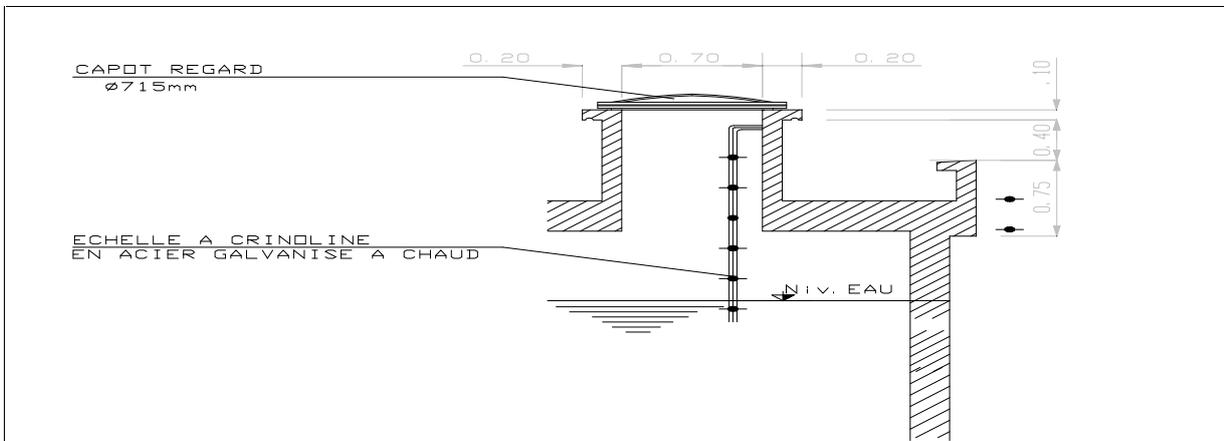


Figure IV.6 Trappe d'accès

IV-5-5. Conduite by-pass :

Elle sert à alimenter le réseau directement sans stocker l'eau lors de l'isolement de réservoir.

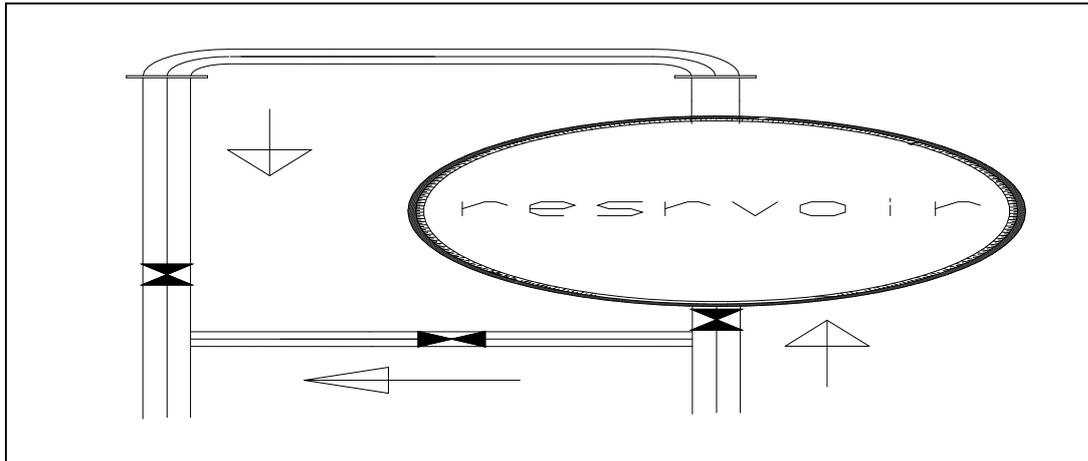


Figure IV.7 By-pass

IV-6.Emplacement des réservoirs :

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures. La figure suivante illustre les différents emplacements :

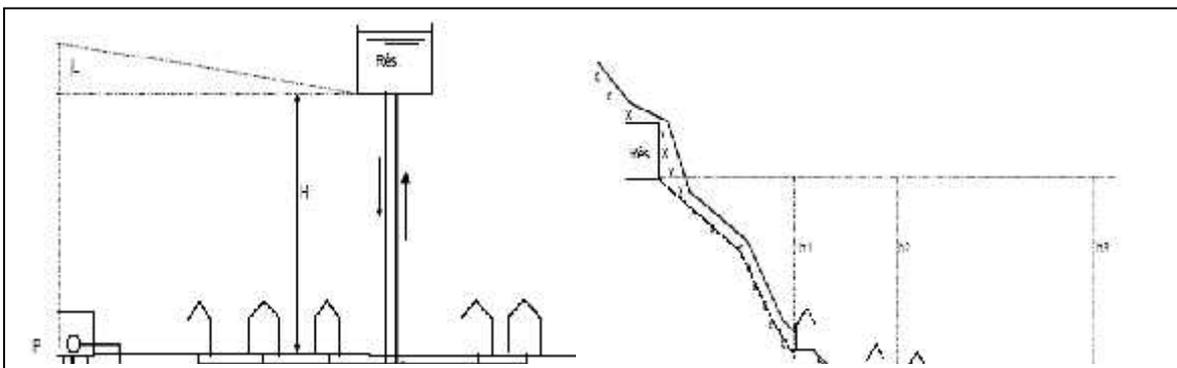


Figure IV.8 Emplacements des réservoirs

IV-7. Hygiène et sécurité des réservoirs :

L'hygiène des réservoirs est assurée comme suit :

- Le matériau de construction de la cuve doit être résistant aux variations de la température.
- L'accès à la cuve doit être facile pour assurer son nettoyage, qui doit être régulier, au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

IV-8. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes

➤ **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (Figure IV.9).

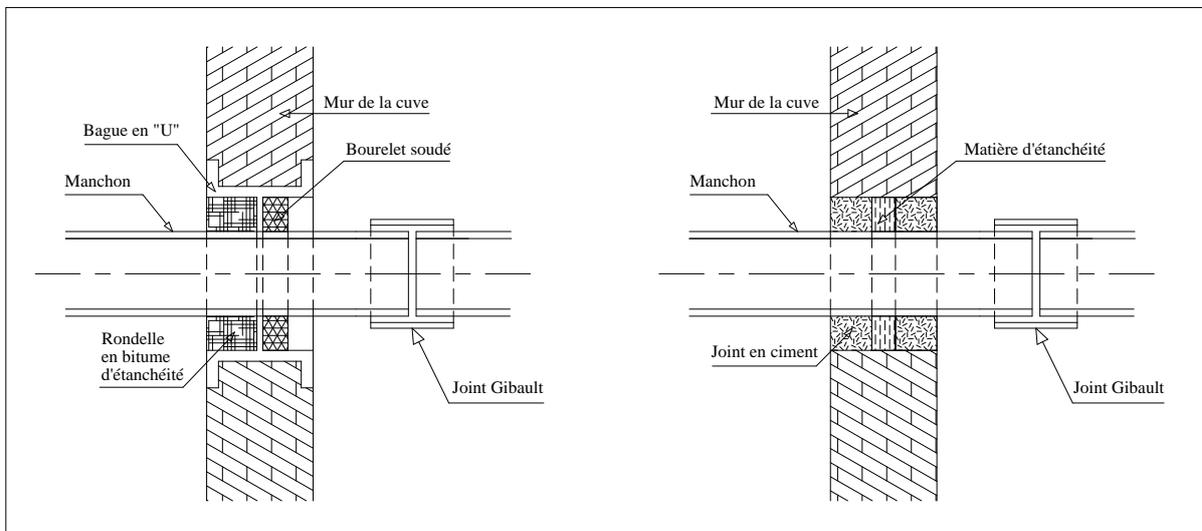


Figure IV.9 Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2^{ème} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure IV.10).

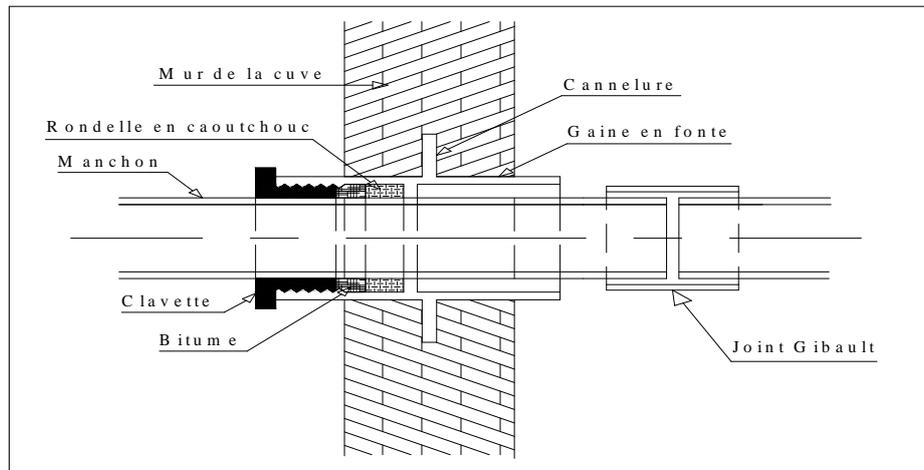


Figure IV.10 Traversée des conduites (Gaine en fonte)

IV-9 Conclusion :

L'étude précédente à permet de calculer la capacité de réservoir qui est de 750 m³ pour l'alimentation de la zone industrielle.

Chapitre V

Réseau de distribution

V.1 Généralité :

À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans une canalisation en vue de l'alimentation de la cimenterie et la centrale électrique avec des quantités nécessaires pour leurs fonctionnements et de fournir une eau de service au complexe sidérurgique.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

V.2 Les types de réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

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

V.2.1 Les réseaux maillés :

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

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

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

V.2.2 Réseaux ramifiés :

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

V.2.3 Réseaux étagés :

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

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

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

N.B :

A ce stade, nous étions face à pas mal de problème, Le premier c'est l'absence du plan d'occupation de sols de chaque usine, si on prend l'exemple de la cimenterie, nous avons contactés la direction de l'industrie de la wilaya de Jijel, ils nous ont dit que seul le périmètre de l'usine qu'étais définie sans aucun plan de partage à l'intérieur, même chose pour la centrale électrique nous avons contacté Sonalgaz, et ils nous ont dit qui n'ont pas d'information précise sur la distribution d'eau dans la centrale thermique. Deuxième chose, le complexe sidérurgique a son propre réseau de lutte contre l'incendie qui sort de la nouvelle station de traitement d'eau brute arrivant du barrage de Bousiaba. Autre chose, La source d'eau la plus proche et en phase de construction et l'eau ne sera disponible que lorsque l'autre projet termine.

Pour une meilleure distribution, on adopte le réseau ramifié avec un service d'extrémité, vu les avantages qu'il présente dans notre cas

V.3 Conception d'un réseau :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

-) L'emplacement des consommateurs principaux.
-) Le relief.
-) Les besoins des consommateurs

V.4 Principe de tracé d'un réseau ramifié :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

-) Choisir le lien de consommation principale.
-) Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
-) Tracer les conduites maîtresses, Ces conduites doivent être situées sur les cotes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
-) Tracer les ramifications

V.5 Calcul hydraulique du réseau ramifié :

Comme montre le schéma de plan de masse, nous avons choisi de faire un piquage dans la conduite d'eau potable de D400 sur la cote 105m destiné à faire l'alimentation de village de Ouled Ali et qui passe proximité de la zone industrielle, par ce qu'elle est la seule source d'eau potable exploitable avant que les projets des autres usines se termine.

Nous avons choisi de faire un système de réservoir de tête dont la cote de ce dernier sera déterminer après le calcul des pertes de charges dans le réseau. Dans ce chapitre, nous donnons uniquement les cas heures de pointe et le cas de pointe + incendie .

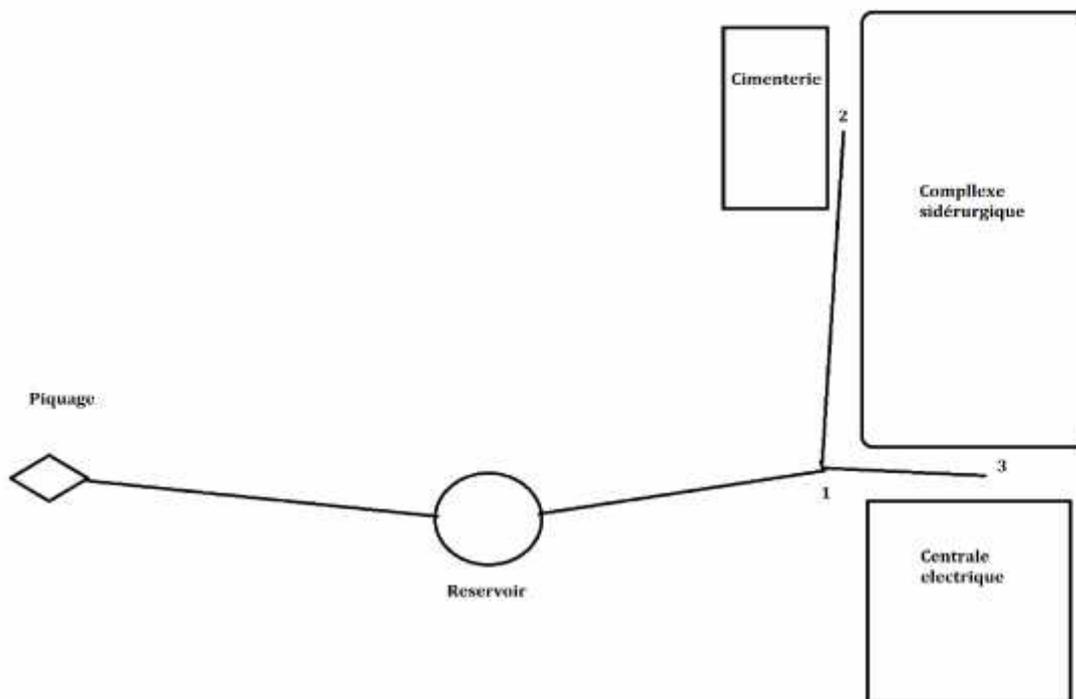


Figure V.1 Présentation du réseau

Pour calculer les débits qui circule dans chaque tronçon, nous sommes appelés à faire une identification des consommateurs dans chaque tronçon. Le tronçon 1-3 va véhiculer le débit de la centrale électrique plus les eaux de services or que le tronçon 1-2 transporte le

débits demander par la cimenterie et les eaux de services d'elle-même avec les eaux de service du complexe sidérurgique.

$$Q_{1-2} = Q_{\text{Cimenterie}} + Q_{S1} + Q_{S2}$$

$$Q_{1-2} = 1917.81 + 2.145 + 22.5 = 1942.46 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{1-2} = 0.0225 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{1-3} = Q_{\text{Centrale électrique}} + Q_{S3}$$

$$Q_{1-3} = 1500 + 4.5 = 1504.5 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{1-2} = 0.0174 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Nous avons résumé les caractéristiques des tronçons dans le tableau suivant :

Tronçons	Longueur (m)	Cote terrain de début (m)	Cote terrain d'arrivée (m)	Cote piézo d'arrivée (m)	Pression demandé à la sortie (m)	Débits Cas de pointe (m ³ /s)	Débits Cas de pointe+incendie (m ³ /s)
1-2	1760.09	32.82	29.95	49.95	20	0.0225	0.0395
1-3	554.19	32.82	29.27	47.27	18	0.0174	0.0344
R-1	-	-	32.82	-	-	0.0399	0.0739

TABLEAU V.1 Caractéristiques des tronçons

V.6 DETERMINATION DES DIAMETRES:

Puisque l'incendie se rencontre fréquemment dans les zones industrielles, et pour ne pas sous-estimer la pression dans les conduites le dimensionnement se fait en cas de pointe avec une comparaison avec le cas de pointe + incendie.

Nous avons choisi le PEHD comme matériau de canalisation vue l'avantage de cout et de disponibilité dans le marché, Ce qui nous permette de choisir les coefficients influant sur l'écoulement dans la conduite :

$$K' = 0.001052$$

$$m = 1.77$$

$$B = 4.774$$

On a pris la valeur de la perte de charge singulière comme étant le un dixième de la valeur de perte de charge linéaire. Donc la perte de charge totale égale à :

$$H_{\text{totale}} = 1.1 * H_{\text{Linéaire}} \quad [V.1]$$

La formule utilisée pour le calcul de la perte de charge de l'écoulement dans la conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\zeta H_t \times 1.1 \frac{K' * L * Q^s}{D^m} \quad [V.2]$$

ζH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L : Longueur de la conduite (m) ;

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D : Diamètre calculé de la conduite (m) ;

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Le tableau suivant montre les diamètres avantageux en fonction des débits limites, à partir de ce tableau on tire les diamètres puis on vérifie les pressions demandées à l'avale et la vitesse dans les conduites.

Diamètres	Débits limites (L/S)
75	<5.2
100	5.2 à 9.1
125	9.1 à 13.8
150	13.8 à 23.6
200	23.6 à 40
250	44 à 71
300	71 à 103

Tableau V.2 diamètres avantageux en fonction des débits limites

A partir de tableau précédant et pour le cas de pointe, nous avons choisi ces diamètres :

Tronçons	Diamètre (mm)
1-2	150
R-1	200

Tableau V.3 diamètres choisi

$$\zeta H_{t(1Z2)} \times 1.1 \frac{0.001052 * 1760.95 * 0.02248^{1.77}}{0.15^{4.774}}$$

$$= 19.22 \text{ m}$$

La cote piézométrique au point « 1 » est de :

$$C_{P1} = 29.72 + 20 + 19.22 = 68.49 \text{ m}$$

On calcule maintenant la perte de charge entre le point « 1 » et « 3 » :

$$H_{\text{totale } 1-3} = C_{P1} - C_{P3} = 68.49 - 29.45 - 19 \\ = 20.54 \text{ m}$$

$$D_{1-3} \times \left(\frac{K' * L_{1Z3} * Q^S}{C_{P1} Z C_{P3}} \right)^{(1/4.774)} \quad [V.3]$$

$$D_{1-3} = 0.1056 \text{ m}$$

Nous avons de choix de normalisation, vers le D100 ou vers le D125. Si on prend le diamètre D100, la perte de charge sera égale à 26.66 m et la cote piézométrique au point « 3 » devient 41.83 c'est à dire inférieur à la cote demander par la centrale électrique, et si on prend le D125, la pression augmente au point trois vers la cote 64.64 m avec un surplus de 16.69 m. face à cette situation nous sommes obligés de calculer la longueur de deux tronçons chacun avec un diamètre différent.

$$H_{\text{totale1-3}} = \frac{K' * x * Q^s}{D_{125}^m} - \frac{K' * (L Z x) * Q^s}{D_{100}^m} \quad [\text{V.4}]$$

On trouve que $L_{D125} = 191.25 \text{ m}$ et $L_{D100} = 392.94 \text{ m}$.

Pour le tronçon R-1, on détermine le diamètre de la même manière que le tronçon 1-2, on trouve le D200 puis on calcul de la pente moyenne donne :

$$\begin{aligned} I_{\text{moy R-1}} &= H_{\text{totale R-1}} \div L_{\text{R-1}} \quad [\text{V.5}] \\ &= 1.1 * (0.001052 * 0.0399^{1.77}) \div (0.20^{4.774}) \\ &= 0.008395 \text{ m/m} \end{aligned}$$

On fait maintenant la projection horizontale de la cote piézométrique du point « 1 » sur le terrain naturel ensuite on tire la longueur réelle « L_{pr} » entre le point « 1 » et la point d'intersection entre le terrain naturel et le plan de la charge au point « 1 », En multipliant la pente moyenne par la L_{pr} on trouve la perte de charge entre les deux point, en projetant de nouveau cette perte de charge sur le terrain naturel, on obtient la cote du réservoir.

A.N :

$$L_{\text{pr}} = 127.2 \text{ m}$$

$$H_{\text{totale R-1}} = I_{\text{moy R-1}} * L_{\text{pr}} = 0.008395 * 127.2 = 1.08 \text{ m}$$

La cote du réservoir est de :

$$C_{\text{R}} = 68.49 + 1.08 = 69.57 \text{ m}$$

On prend

$$C_{\text{R}} = 70 \text{ m}$$

Nous avons encore vérifié la perte de charge, nous avons trouvé un manque de pression de 0.17 m, mais on doit tenir compte de niveau d'eau dans le réservoir, ce dernier égale à 3.28 m en heure de pointe. Ainsi la cote du réservoir est de CR = 70 m est la distance entre le point de piquage et le réservoir est de 722.52m.

Le diamètre de la conduite d'amené au réservoir est de :

$$D_{P-R} = \left(1.1 * \frac{K' * L_{123} * Q_{moy.j}^s}{C P Z C R} \right)^{1/4.774}$$

$$D_{P-R} = \left(1.1 * \frac{0.001052 * 722.52 * 0.04025^{1.77}}{105 Z 30} \right)^{1/4.774}$$

$$D_{P-R} = 0.13898 \text{ m}$$

On prend $D_{P-R} = 150 \text{ mm}$

On passe à la vérification des pressions et des vitesses

Tronçons	Diamètre (mm)	Section (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)
1-2	150	0.018	0.0225	1.25
R-1	200	0.0314	0.0399	1.27
1-3'	125	0.0123	0.0174	1.42
3'-3	100	0.0079	0.0174	2.20
P-R	150	0.018	0.0403	2.24

Tableau V.4 Vérification des vitesses

On voit que la vitesse du tronçon 3' - 3 est trop élevée, pour résoudre ce problème nous avons proposé l'augmentation de diamètre vers le D125 avec l'utilisation d'un brise charge à la sortie pour réduire la pression à celle demandée, Mais pour le tronçon P-R on augmente le diamètre vers le D200 ce qui nous donne une vitesse de 1.28 m/s.

Cas de pointe plus incendie :

Le calcul commence maintenant à partir du réservoir, on garde les mêmes diamètres mais le débit change car on lui ajoute les 17 l/s donc on aura d'autre valeur de pression. Nous avons choisi le cas de dimensionnement le plus défavorable en supposant qu'il aura deux incendies en même temps dans chaque usine.

$$H_{\text{totale R-1}} = 1.1 * \frac{0.001052 * 199.84 * 0.0739^{1.77}}{0.20^{4.774}}$$

$$= 4.99 \text{ m}$$

$$C_{p1} = C_{p3} - H_{\text{totale 1-3}} = 70 - 4.99 = 65.01 \text{ m}$$

$$H_{\text{totale 1-2}} = 1.1 * \frac{0.001052 * 1760.95 * 0.0395^{1.77}}{0.15^{4.774}}$$

$$= 57.34 \text{ m}$$

La cote piézométrique au point « 1 » est de :

$$C_{p1} = 65.01 - 57.34 = 7.7 \text{ m}$$

Cela signifie que la ligne de charge est de 22.25m en dessous de niveau de la terre. Il est indispensable d'utiliser un système séparatif, le nouveau réseau sera destiné uniquement à la lutte contre l'incendie.

On a imposé une pression de deux bars aux extrémités des conduites 1-2 et 1-3, le calcul se fait de la même manière du système gravitaire sauf que maintenant la cote du radier est connue.

On calcule la pente moyenne de la conduite maîtresse de réservoir vers la cimenterie (R-5), et on détermine les diamètres calculés puis on les normalise ensuite en calculant le diamètre de tronçon qui relie la centrale électrique (4-6) en gardant la même cote piézométrique du point 4.

La charge disponible le long de la conduite maitresse égale à la cote du réservoir moins la cote de terrain au point « 5 » et la charge imposée de deux bars.

$$I_{\text{Moy R-5}} = H_{\text{total R-5}} \div L_{\text{R-5}}$$

$$D_{\text{R-4}} = X \left(\frac{K' * Q_{\text{RZA}}^s}{I_{\text{MOY.RZA}}} \right)^{1/4.774} \quad [\text{V.6}]$$

$$D_{\text{4-5}} = X \left(\frac{K' * Q_{\text{4Z5}}^s}{I_{\text{MOY.4Z5}}} \right)^{1/4.774} \quad [\text{V.7}]$$

$$D_{\text{4-6}} = X \left(\frac{K' * I_{\text{4Z6}} * Q_{\text{Moy.j}}^s}{C_4 Z C_6} \right)^{1/4.774} \quad [\text{V.8}]$$

A.N:

$$H_{\text{disponible R-5}} = 70 - 20 - 29.95 = 20.05 \text{ m}$$

$$I_{\text{Moy R-5}} = 20.05 \div (1760.09 + 199.84) = 0.01023$$

$$D_{\text{R-4}} = X \left(\frac{0.001052 * 0.034^{1.77}}{0.01023} \right)^{1/4.774}$$

$$= 177.3 \text{ mm}$$

On normalise vers D200.

$$D_{\text{4-5}} = X \left(\frac{0.001052 * 0.017^{1.77}}{0.01023} \right)^{1/4.774}$$

$$= 137.1 \text{ mm}$$

On normalise vers D150.

La cote piézométrique au point 4 est de :

$$C_{\text{p4}} = C_{\text{R}} - H_{\text{total R-4}}$$

$$= 70 - \frac{0.001052 * 199.84 * 0.034^{1.77}}{0.20^{4.774}}$$

$$= 70 - 1.15 = 68.85 \text{ m}$$

$$C_{\text{p4}} = 68.85 \text{ m}$$

$$D_{4-6} = \left(\frac{0.001052 * 554.19 * 0.017^{1.77}}{68.85 * 20 * 29.27} \right)^{(1/4.774)}$$

$$= 105.74 \text{ m}$$

On normalise vers D125.

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tronçon	Diamètre (mm)
R – 1	200
1 – 2	150
1 – 3	125
R – 4	200
4 – 5	150
4 – 6	125

Tableau V.5 Résultats de calcul

V.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons fait le dimensionnement des différents tronçons du réseau d'alimentation en eau et de la lutte contre l'incendie en assurant les pressions demandées par chaque usine.

Chapitre VI

Pose de canalisation et accessoires

Introduction

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

VI.1 Pose de canalisation

VI.1.1 Principe de pose de canalisations

Les conduites se posent généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite. Ce fond est garni d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau, Ce dernier est descendu à sa place définitive par des moyens appropriés (chariots porte-tuyaux pour les gros diamètres), et assemblé avec les tuyaux voisins. La fouille est ensuite remblayée en ayant soin, s'il s'agit de tuyaux en tôle d'acier ou de tuyaux en fonte, de prendre toutes dispositions utiles pour que la paroi du tuyau ne soit pas en contact direct avec de gros cailloux ou de gros fragments de roche dure.

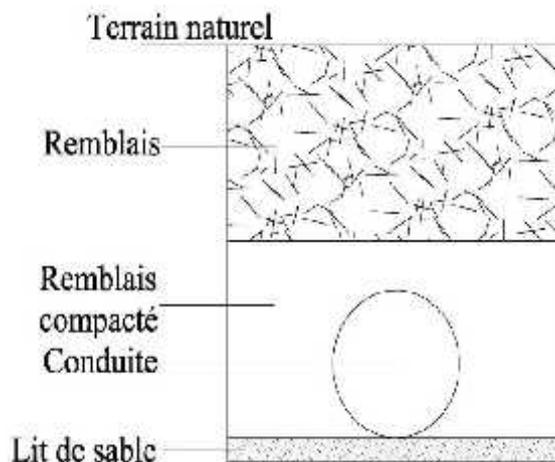


Figure VI.1 Pose de canalisation

A la traversée des points particuliers (cours d'eau, lignes de chemin de fer, routes, croupes surélevées, etc.), on se trouve parfois dans l'obligation d'employer des dispositions spéciales : ponceaux, ponts, aqueducs, arcades, souterrains, tunnels, etc.

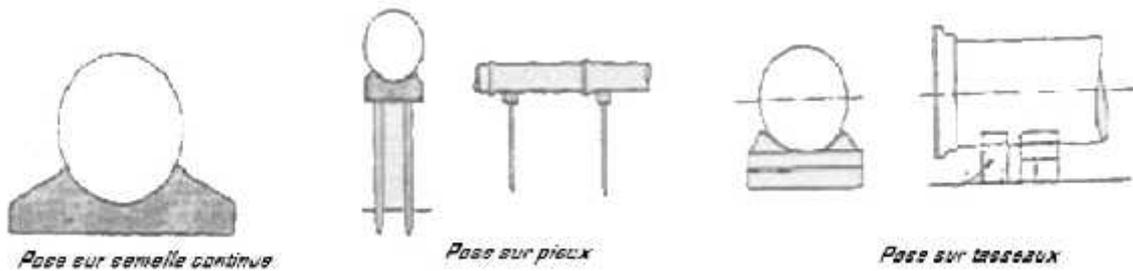


Figure VI.2 Les différents cas de pose de canalisation

Quand il s'agit de grands diamètres, le profil en long doit être tel qu'il ne puisse se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières sont, en effet, dangereuses par leur élasticité au moment des surpressions. Il faut donc faciliter la collecte de l'air en des points hauts naturels ou artificiellement créés, de façon à permettre son évacuation aisée par des ventouses automatiques ou non. En pays plat, pour des vitesses de l'ordre de 1 m/s, la pente d'une grosse conduite doit être de l'ordre de 1/1 000 quand la conduite est ascendante dans le sens de l'écoulement de l'eau, et de 1/500 dans le cas contraire.

Ces valeurs doivent être considérées comme des minimums, pour assurer une évacuation correcte de l'air contenu dans les conduites.

La purge de ce fluide sera d'ailleurs facilitée par une étude préalable et soignée du profil en long des conduites.

C'est ainsi que l'on doit s'efforcer de réaliser qu'une montée lente de la conduite soit suivie par une descente rapide, une ventouse, ou un purgeur automatique de dimensions convenables, étant placé au point haut séparant ces pentes de sens contraires.

Les tronçons horizontaux de conduite doivent être rigoureusement évités.

Il va de soi que toutes les dispositions appropriées doivent être prises pour éviter la pénétration ou le dégagement de l'air dans la conduite, soit à la prise d'eau éventuellement, soit le long de son tracé, dans les parties à très faible pression.

L'air est un élément indésirable qui a été la cause de nombreux éclatements sur des conduites de petits et gros diamètres, particulièrement lorsqu'il s'agissait d'un matériau relativement fragile, comme l'ancienne fonte grise.

Quand il s'agit d'une conduite posée en terre, le terrain qui la recouvre et l'entoure ne tarde pas à prendre sa cohésion initiale et à produire un véritable blocage de la conduite, suffisant pour assurer une stabilisation définitive de cette dernière. Toutefois, dans le cas où le terrain ne présente pas de garanties de résistance suffisantes, ou lorsque la conduite doit être posée à l'air libre, on est parfois dans l'obligation de stabiliser cette dernière par des dispositions appropriées. C'est ainsi que, dans ses parties inclinées, la conduite est parfois amarrée à des massifs de maçonnerie très solidement implantés dans le terrain. Les amarrages sont constitués par des pièces en acier forgé qui ensèrent la conduite et sont scellés dans les massifs préalablement construits.

De même, dans les coudes, il s'exerce sous l'effet de la pression des efforts dont la résultante tend à produire le déboîtement des joints et, par conséquent, la dislocation de la conduite. Cette poussée est située dans le plan du coude, et dirigée extérieurement suivant son axe. Aussi, ces coudes doivent-ils être butés par des massifs de maçonnerie plus ou moins importants, dont les dimensions sont calculées en fonction des éléments à prendre en compte (pression à l'intérieur de la conduite, rayon de cette dernière et angle du coude).

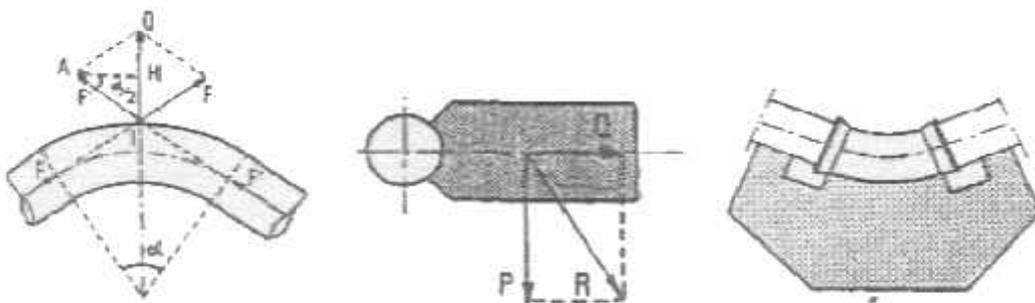


Figure VI.3 Butée sur un coude horizontal

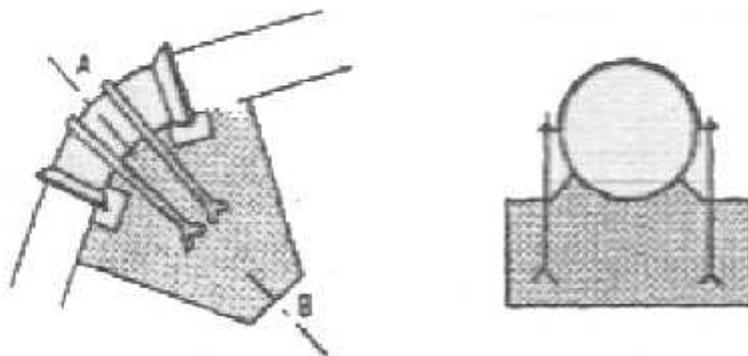


Figure VI.4 Butée sur un coude vertical

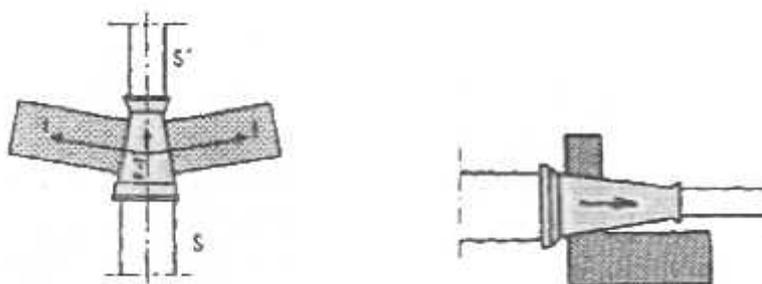


Figure VI.5 Butée sur un cône

Dans certains cas, s'il n'est pas possible de buter le coude, on amarre ce dernier, dans les conditions sus-indiquées, à un massif de maçonnerie (mur de galerie, par exemple) construit à l'intérieur du coude et épousant la forme de celui-ci. Les calculs auxquels donne lieu l'établissement des butées, massifs et amarrages divers deviennent moins simples si l'on tient compte de la poussée des terres, on en trouvera le principe dans l'article Ouvrages de soutènement.

VI.1.2 Différents types de pose de conduites

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie

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

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

4. Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

5. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage)
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

VI.1.3 Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

1. L'enrobage

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.

2. Le remblai supérieur

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbaine dans le premier cas (zone rurale), le remblayage est effectué par couches successives et

régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

VI.2 Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement
- Régulariser les pressions et mesurer les débits
- Protéger les canalisations
- Changer la direction
- Raccorder deux conduites
- Changer le diamètre
- Soutirer les débits

VI.2.1 Robinets vannes

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

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Figure VI.6 Robinet vanne à opercule

b. Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

VI.2.2 Robinet à flotteur :

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation, la commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique, Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.



Figure VI.7 Robinet à flotteur

VI.2.3 Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

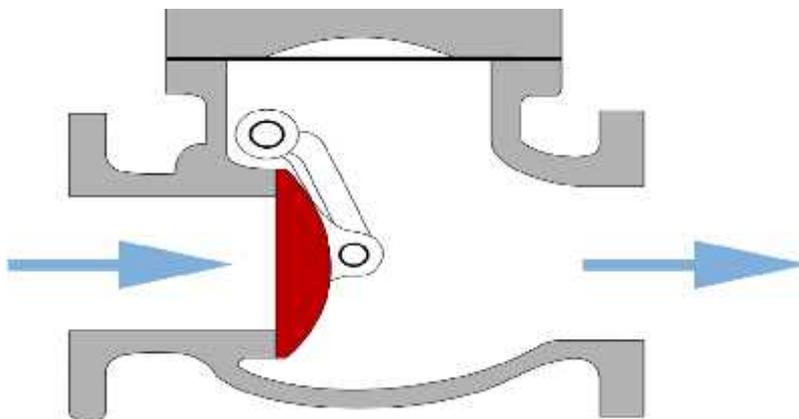


Figure VI.8 Clapet anti retour

VI.2.4 Ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement

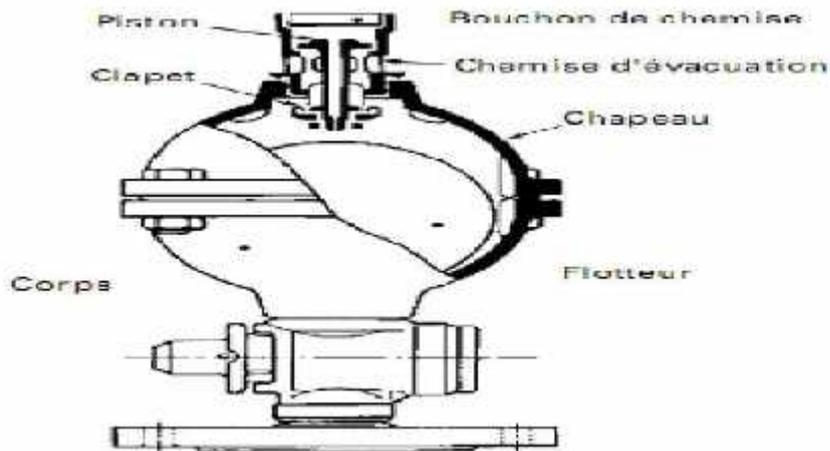


Figure VI.9 ventouse

VI.2.5 Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé et avant la vanne de sectionnement en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VI.2.6 By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

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

VI.2.7 Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans celle-ci.

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ à l'intérieur des réservoirs.

VI.2.8 Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont

- le joint à emboîtement à soudure
- le joint automatique
- le joint gibault
- le joint verrouille
- les joints mécaniques
- le joint à brides (fixe ou orientable)

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

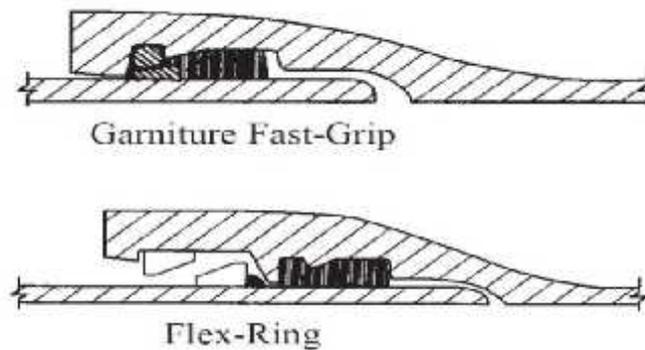


Figure VI.10 joints pour canalisations en fonte (d'après Guide DIPRA)

VI.2.9 Organes de mesure

1. Mesure de débit

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

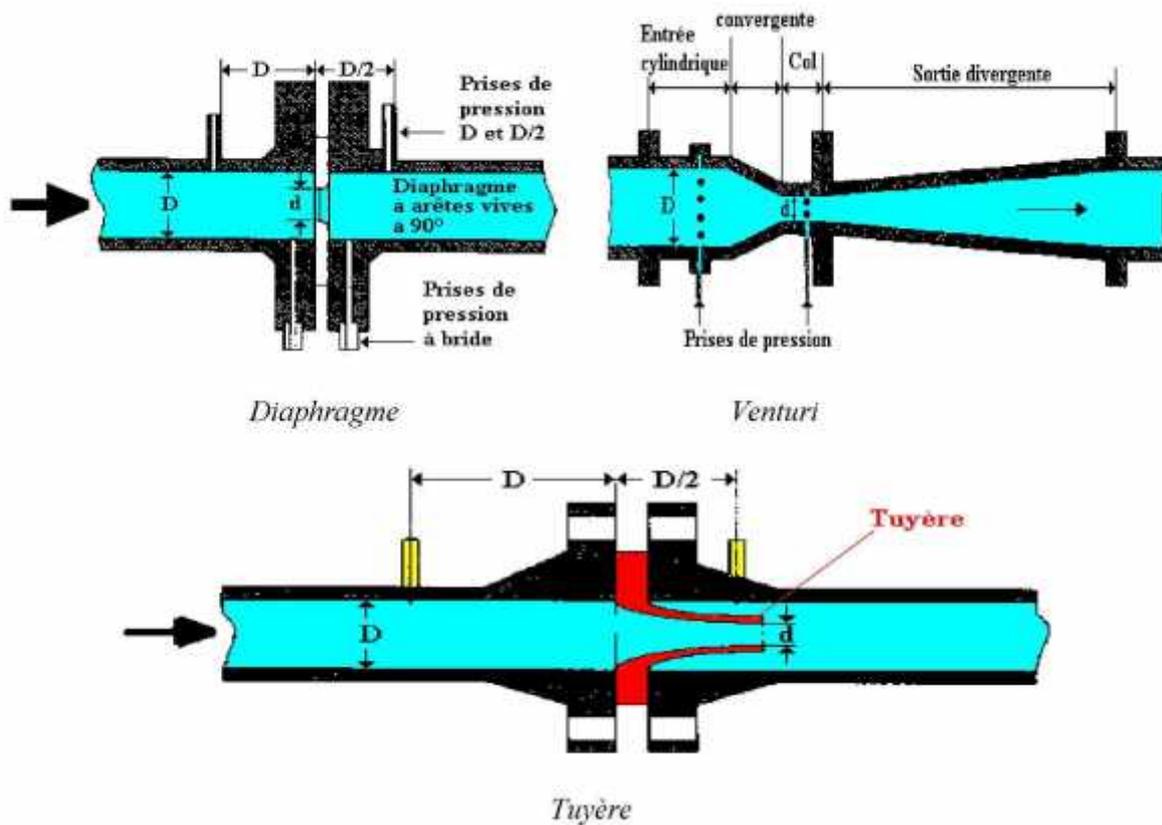


Figure VI.11 Débitmètres

2. Mesure de pression

) Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations

) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon. Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

VI.2.10 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage
- Le changement de diamètre de la conduite
- Le montage et le démontage des accessoires
- Le changement de direction de la conduite

1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse

2. Les cônes

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

- Les cônes à deux emboîtements
- Les cônes à deux brides
- Les cônes a emboîtement et bride

3. Joints de démontage

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

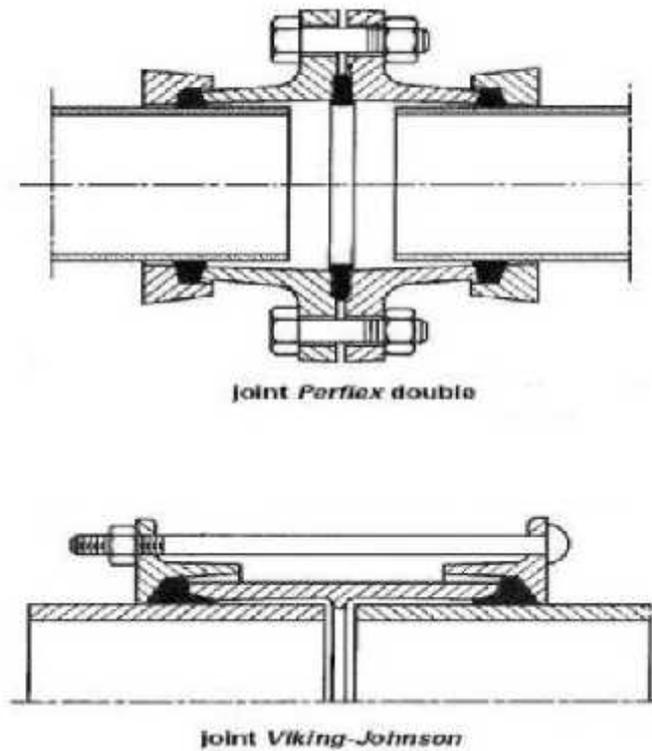


Figure VI.12 Joints de démontage pour canalisations en acier

Conclusion

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude de réseau d'alimentation en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau

Afin d'assurer un bon fonctionnement de réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes

Chapitre VII

Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire

VII.1 Introduction :

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

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

VII.2 Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :

VII.2.1 Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VII.2.2 Causes du coup de bélier :

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

-)] L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à Écoulement gravitaire.
-)] La mise en Marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.

-)] Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
-)] La modification de la vitesse d'une pompe.
-)] La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
-)] La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VII.2.3 Risques dus aux coups de bélier :

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a. Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b. Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c. **Fatigue de la canalisation :**

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII.2.4 Description des phénomènes physiques :

a) État d'équilibre d'un système hydraulique

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération ? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique

pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

On peut analyser un cas particulier.

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse V_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré par la figure.VI.1, peut être décrit en quatre phases.

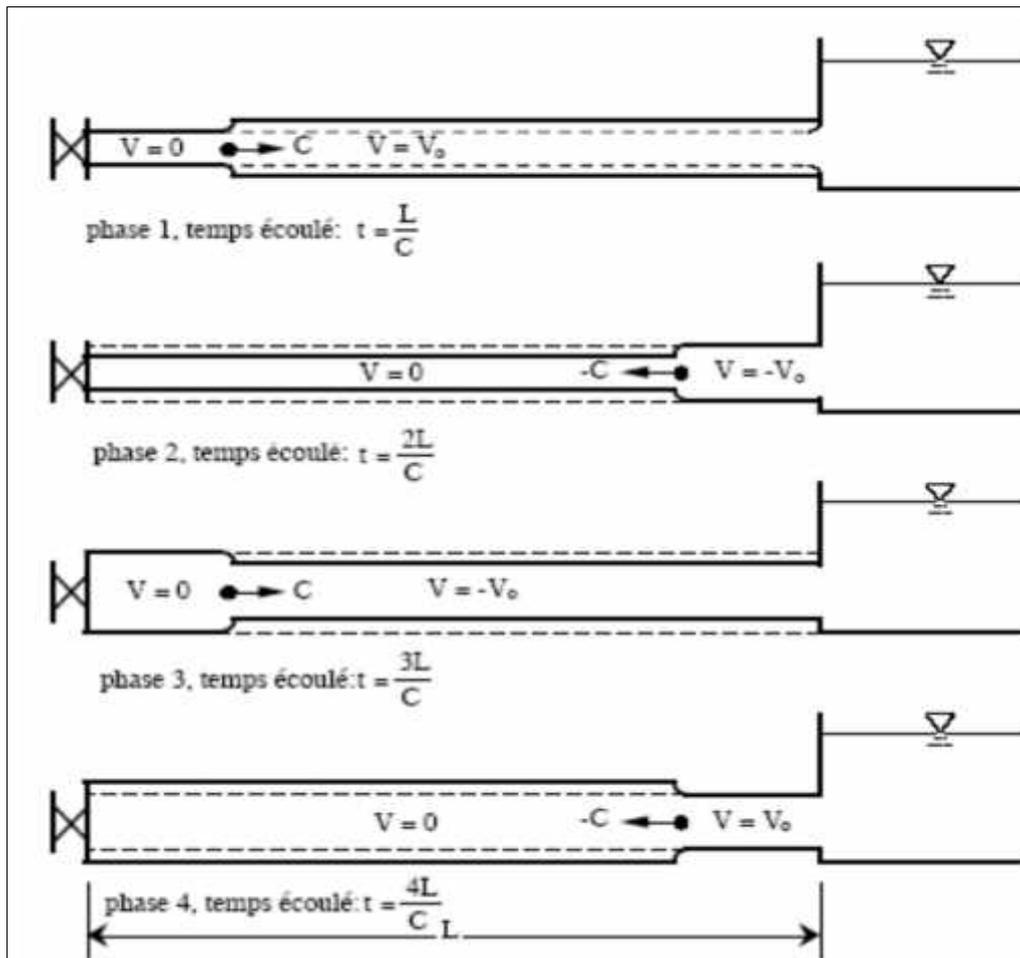


Figure VI.1 Étapes d'un cycle de variation de pression.

1) Au temps, $t = 0$, la vanne située à l'amont du système est fermée immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle, sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L', sur la célérité de l'onde de déformation 'C'

2) Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir. Celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir L'augmentation de volume ainsi créée. Entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

3) Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

4) Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir avec une vitesse V_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial. A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape (1) pourra recommencer.

Ce cycle de période $T = 4L/C$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation

de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système. Toutefois, un autre cas critique est à considérer, celui de la conduite forcée ou de l'adduction gravitaire. Dans cette configuration la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à l'étape 3 du cas précédent. Le phénomène suit alors les étapes 4,1, et 2.

Dans l'exemple précédent, nous avons considéré que le fluide était parfaitement élastique quel que soit son état de contrainte, compression ou tension. Cependant, en situation réelle, un liquide se rompt en tension. Pour l'eau, une dépression d'eau entraîne cette rupture. Il se crée alors une cavité de vide ou presque puisqu'il y subsiste une pression de vapeur saturante.

Dans un cas concret, les conséquences de cette rupture sont nombreuses et importantes. Dans le cas que nous avons examiné précédemment, si on admet que cette rupture survient au moment de la fermeture de la vanne et à proximité de celle-ci, le comportement du système sera radicalement différent. Lors de la phase 1 (fig. VII-2), la colonne d'eau n'est plus retenue que par la cavité de vide et elle s'éloignera avec une vitesse initiale V_0 . Puis, dans une deuxième phase, la pression négative de la cavité créera une force de rappel constante qui ralentira la colonne d'eau. Une analyse par modèle mathématique simple permet de constater que cette force de rappel finira par inverser la vitesse de la colonne d'eau et que cette dernière viendra refermer avec une vitesse proche de V_0 la cavité. L'impact, en général assez violent, générera une onde de surpression qui se propagera comme dans les phases 3 et 4 du cas précédent pour recommencer, si la dépression est suffisante par un autre cycle initié par une rupture. Il est important de souligner ici que les étapes 1 et 2 ne se déroulent plus sur des périodes réglées par la célérité de l'onde de pression mais plutôt par des vitesses de l'ordre de celle de l'écoulement initial.

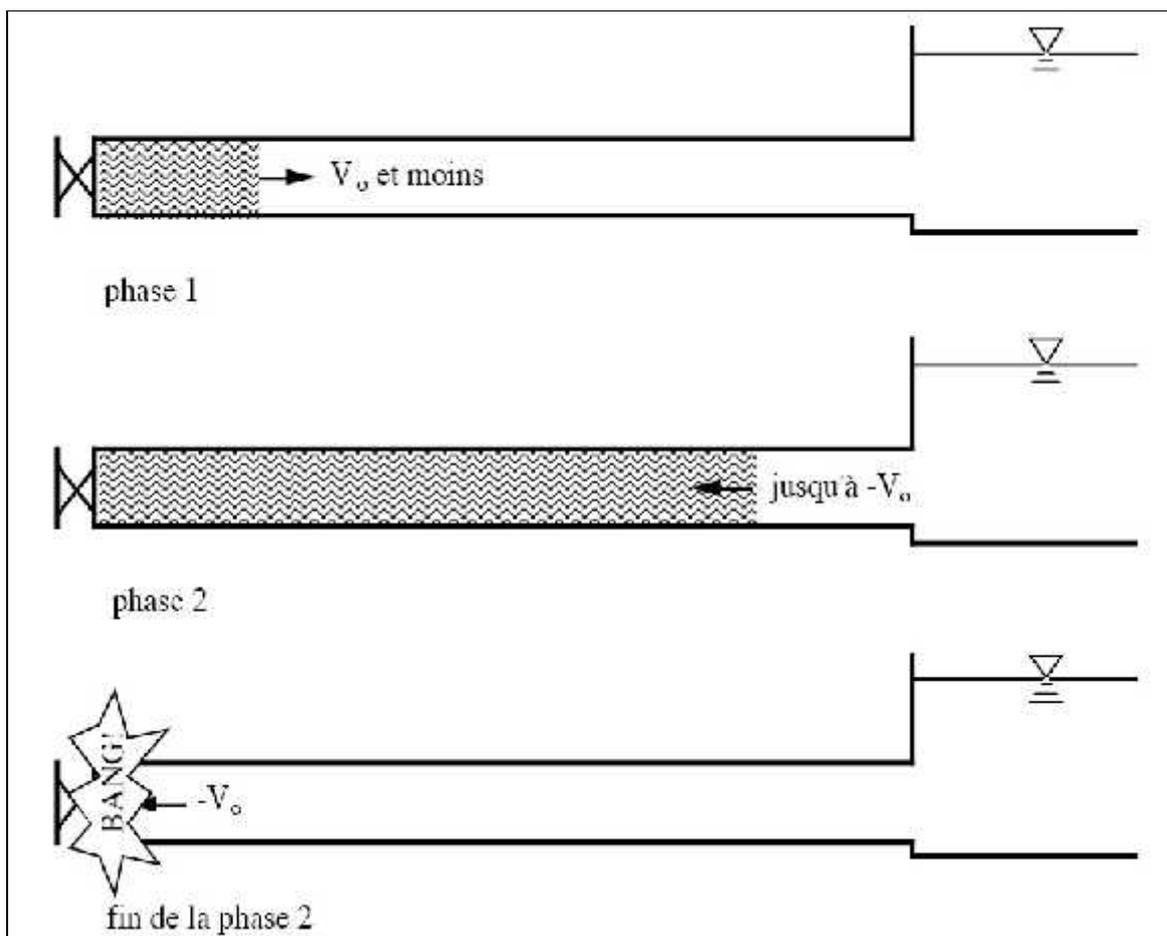


Figure VII.2 Deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau.

Ces deux exemples expliquent les bases des comportements physiques dont on devra considérer les conséquences dans l'analyse d'une station de refoulement d'eau.

VII.2.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c. Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d. Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

VII.2.6 Calcul des réservoirs d'air :

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure qui suit.

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

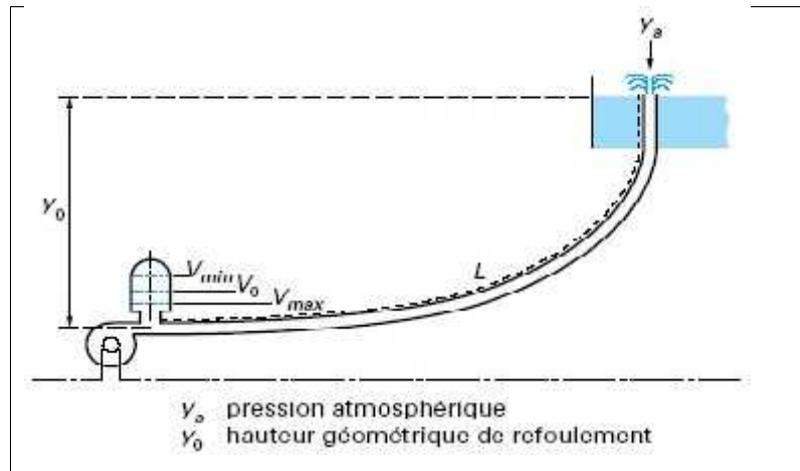


Figure VI.3 Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

) **Méthode de Vuibert :**

La méthode de Vuibert donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations

) **Méthode de Bergeron :**

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Application de la méthode de Vuibert :

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$H = \pm C \cdot V_0 \div g \quad [\text{VII.1}]$$

) La surpression :

$$H_s = H_g + H \quad [\text{VII.2}]$$

) La dépression :

$$H_d = H_g - H \quad [\text{VII.3}]$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement)

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par Mr. SALAH. B donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + \Gamma E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,3$ (acier)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 1,1011$ Pascal

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2,108$ Pascal

Recommandations :

En plus des réservoirs anti-bélier, la station de pompage sera équipée de soupapes anti bélier capables d'évacuer le débit de retour en cas de défaillance de l'anti-bélier. Le nombre de soupapes sera déterminé au stade des études d'exécution en fonction du débit évacué par soupape et du débit de l'onde de retour. En première approche, le débit à évacuer est de l'ordre du débit nominal de l'installation.

A l'amont de chaque soupape sera mise en place une vanne de sectionnement avec possibilité de verrouillage mécanique en position 100 % ouverte ou 100 % fermée. Ces vannes seront équipées de deux contacts fins de course. Ces contacts seront raccordés à l'automatisme de la station qui bloquera le fonctionnement si plus d'une vanne n'est pas ouverte à 100%.

VII.2.7 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression, qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

L'adduction est équipée par un robinet vanne à opercule à fermeture lente d'une durée de 2h, ce qui nous emmène à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde étant été calculée au part avant via la formule améliorée de Mr. SALAH. B on a avait obtenu Que $C = 1049,39$ m/s. Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier

$$H_s = H_g + H$$

Il s'agit là d'une adduction constituée de deux tronçons en série, d'où deux vitesses Différentes, alors pour avoir un résultat significatif on fait une moyenne telle que :

$$V = (v_1 + v_2) \div 2 = (1.579 + 1.247) \div 2 = 1.413 \text{ m/s}$$

On trouve :

$$V = 1.413 \text{ m/s}$$

$$B = C V_0 \div g = 151.15 \text{ m} \quad [\text{VII.5}]$$

Alors la charge maximale sera de :

$$H_s = H_g + b = 151.15 + 33 = 184.15 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule suivante :

$$t_r = 2 * L / C \quad [\text{VII.6}]$$

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

L : longueur de la conduite gravitaire (m). AN :

$$t_r = 2 * 11\,889.51 / 1049.39 = 22.66 \text{ s}$$

On remarque que l'onde prend un temps plus au moins rapide pour faire le trajet de l'aval vers l'amont et de revenir à sa position initiale.

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = (2 * L * V) / (g * t) \quad [\text{VII.7}]$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire. L= 11 889.15 m.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,5 h

et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

On trouve : b= 1.89 m

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

VII.3. Dimensionnement mécanique de l'adduction :

Le dimensionnement mécanique de l'adduction est la détermination des épaisseurs des conduites le long de l'adduction, ces épaisseurs ont une importance primordiale dans la protection de l'adduction et dans sa longévité.

En effet pour la détermination des épaisseurs requises on se base sur la loi de tube.

$$admi = PMF \cdot r \div e \quad [VII.8]$$

e : épaisseur de la conduite.

r: Le rayon intérieur de la conduite.

admi: Contrainte admissible supportée par le matériau de canalisation.

PMF: C'est une pression qui correspond à la PMS augmentée du coup de bélier : il s'agit la plus part du temps d'une marge de pression que le concepteur se donne pour dimensionner la protection anti-bélier de l'installation.

PMS : étant la pression maximale de service.

Si on se base sur l'épure de pression que nous donne un système gravitaire en cas de coup de Bélier ; alors automatiquement la pression maximal devrais se trouver à l'aval de l'adduction.

Donc :

$$e = PMF \cdot r \div admi = 1.8415 \cdot 0.8 \div 600 = 2.45 \text{ mm}$$

D'où on trouve une épaisseur minimale de 3 mm pour les conduites gravitaires.

VII.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini le phénomène de coupe de bélier avec leur phase de développement, et nous avons déterminés l'épaisseur nécessaire de la conduite.

Chapitre VIII

Organisation de chantier

Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une organisation de chantier doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VIII.1 Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

1. Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

2. Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

3. Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10 cm dans notre cas.

4. 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.

5. 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 lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

6. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

7. Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII.1.2 Travaux concernant la construction de réservoir projeté

Etant donné que le réservoir est du type sur sol, les principaux travaux sont :

- Fondation
- Voile
- Ceinture
- Coupole
- Lanterneau

VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VIII.2.1 Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers sachant que :

$$S_e = b * h \quad \text{[VIII.1]}$$

Avec :

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe

b : largeur de la tranchée

h : profondeur de la tranchée

$$V_e = L_e * S \quad [\text{VIII.2}]$$

Avec :

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives

L : distance entre deux coupes consécutives

VIII.2.2 La profondeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_t = D + h + h_1 \quad [\text{VIII.3}]$$

Avec :

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

D : diamètre de la conduite (m)

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

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,10$ m

VIII.2.3 Largueur de la tranchée

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

$$b = D + 0.6 \text{ m} \quad [\text{VIII.4}]$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

tronçon	D (mm)	b (m)	L (m)	V_{exc} (m ³)
gravitaire	800	1.4	6 585.19	9219.27
gravitaire	900	1.5	5304.32	7956.48
Total			11 889.51	17 175.75

Tableau VIII.1 Calcul du volume des déblais

VIII.2.4 Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad [\text{VIII.5}]$$

Avec :

V_s : volume du lit de sable (m³)

e : épaisseur du lit de sable, $e = 10$ cm

L : longueur de la tranchée (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
gravitaire	1.4	0.1	6 585.19	921.927
gravitaire	1.5	0.1	5304.32	795.648
Total			11889.51	1717.62

Tableau VIII.2 Calcul du volume du lit de sable

VIII.2.5 Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad [\text{VIII.6}]$$

Avec :

S_c : section de la conduite (m²)

D : diamètre de la conduite (m)

$$V_c = S_c * L \quad [\text{VIII.7}]$$

Avec :

V_c : volume de la conduite (m³)

Tronçon	D (mm)	SC (m ²)	L (m)	V (m ³)
gravitaire	800	0.5024	6 585.19	3308.40
gravitaire	900	0.6359	5304.32	3373.02
Total			11889.51	6681.42

Tableau VIII.3 : calcul du volume de la conduite

VIII.2.6 Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \quad [\text{VIII.8}]$$

Avec :

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite

V_s : volume du lit de sable

$$V_r = 17\,175.75 - 1717.62 - 6681.42 = 8776.71 \text{ m}^3$$

$$V_r = 8776.71 \text{ m}^3$$

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	17 175.75
2	Lit de sable	m ³	1717.62
3	La conduite	m	6681.42
4	Remblais	m ³	8776.71

Tableau VIII.4 Volumes des travaux de l'adduction

VIII.3 Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau)
- sans retard
- aussi économique que possible

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VIII.3.1 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l’adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

Tableau VIII.5 : temps de réalisation des opérations de l’adduction

Notation	Opération	Durée (j)
A	Exécution des tranchées de l’adduction D900	40
B	Exécution des tranchées de l’adduction D800	60
C	Pose du lit de sable de l’adduction D900	8
D	Pose du lit de sable de l’adduction D800	12
E	Pose de la canalisation de l’adduction D900	25
F	Pose de la canalisation de l’adduction D800	40
G	Remblayage des tranchées de l’adduction D900	7
H	Remblayage des tranchées de l’adduction D800	10

VIII.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l’adduction dans le tableau VIII.5

Tableau VIII.6 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l’adduction

opérations	précède	succède
A	BC	--
B	D	A
C	DE	A
D	F	BD
E	FG	C
F	H	DE
G	H	E
H	--	FG

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la (figure VIII.1) où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés

Les flèches rouge portées sur la figure VIII.1 représentent le chemin critique du réseau

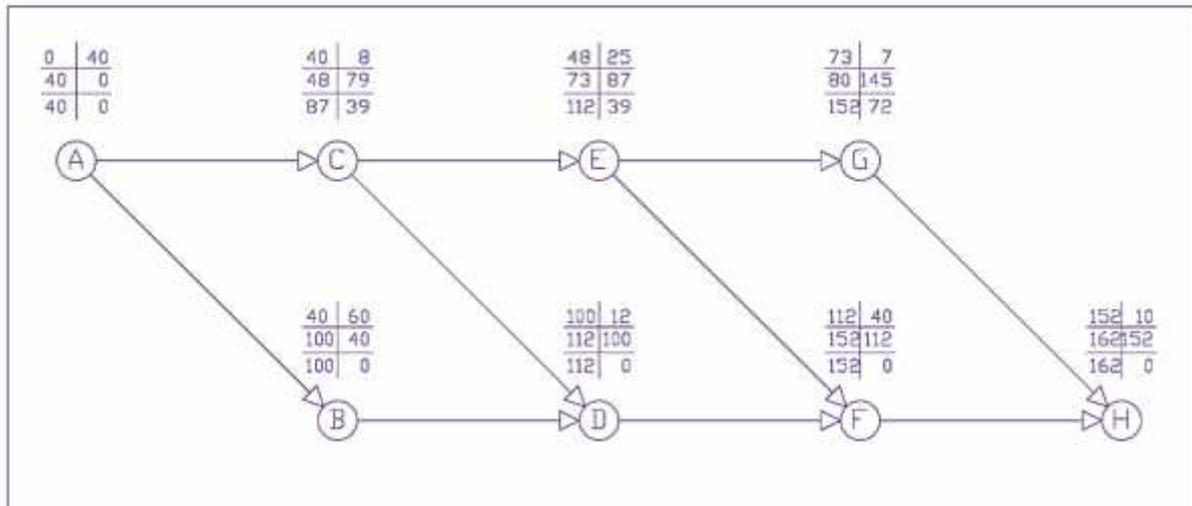


Figure VIII.1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction

Conclusion

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 162 jours

VIII.4 Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée

Les engins que nous allons utiliser sont :

VIII.4.1 Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...)
- Dragline pour travail en fouille

- Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci-après)



Figure VIII.2 : Pelle hydraulique

VIII.4.2 Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VIII.3 : Bulldozer

VIII.4.3 Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VIII.4 : Chargeur

VIII.4.4 Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VIII.5 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux de l'adduction qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Chapitre IX

Protection et sécurité de travail

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

IX.1 Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.1.1 Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

IX.1.2. Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

IX.2. Causes des maladies professionnelles

❖ Poussière

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

❖ Bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochère irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

IX.3. Conditions dangereuses dans le chantier

- a. Installation non protégée ou mal protégée.
- b. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- c. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- d. Protection individuelle inexistante.
- e. Défauts dans la construction.
- f. Eclairage défectueux.
- g. Facteur d'ambiance impropre.
- h. Conditions climatiques défavorables.

IX.4. Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.5. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

- A. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- B. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- C. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- D. Les abris doivent être airés et chauffés.
- E. Assurer une protection individuelle
- F. Assurer un entretien continu
- G. Assurer un stockage rationnel

IX.6. Méthode et moyens de prévention

- ❖ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ❖ La protection individuelle est obligatoire.
- ❖ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ❖ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ❖ Veiller à une meilleure utilisation.
- ❖ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ❖ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

IX.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation des projets on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau IX.1

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Tableau IX.1 Plan de sécurité

IX.8 Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille. Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Conclusion

Générale

CONCLUSION GENERALE

A la fin de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau brute, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir l'alimentation en eau brute répondant aux besoins de complexe sidérurgique.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques des usines a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable et eau brute est faite pour l'horizon 2050, dont la population de toute la zone d'étude est supposée constante.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite, Cette analyse a permis de déterminer la demande en eau consommateurs du projet ; L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a ressorti la nécessité de prévoir un transfert d'eau brute de $0.793 \text{ m}^3/\text{j}$ des eaux de barrage de Boussiaba et faire acheminer $0.0397 \text{ m}^3/\text{s}$ d'eau potable à partir d'un piquage.

Dans un troisième temps, un dimensionnement du réseau d'adduction à partir du Barrage de Boussiaba, Et pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, une étude de temps de fermeture de la vanne été fait.

En dernier lieu, pour la réalisation de notre projet on a développé dans un chapitre l'organisation de chantier avec quelque conseil et recommandations pour la réalisation de notre projet dans les meilleures conditions qu'elles soient.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail peut servir, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

Agence de l'Eau Seine-Normandie : Direction des études, de la prospective et de l'évaluation environnementales (DEPEE), L'industrie et l'eau.2003.

Association Française de mécanique : L'avenir des industries mécaniques, innovation et contribution des scientifiques.2010

Françoise PETITPAIN-PERRIN : Technique de l'ingénieur, Les grandes catégories d'usages de l'eau dans l'industrie 2008

Jean-Claude BOEGLIN : Technique de l'ingénieur, Lutte contre la pollution de l'eau.

Jean-Claude BOEGLIN : Technique de l'ingénieur, Pollution industrielle de l'eau

Jean-Claude BOEGLIN : Technique de l'ingénieur, L'eau et l'industrie.

Jean-Pierre et all : Technique de l'ingénieur, Gestion de l'eau par les industrielles.

KPMG Algérie : Etude financière pour la construction d'une cimenterie. Septembre2016.

M.K.MIHOUBI : Guide pratique d'élaboration d'un mémoire de master.

ENSH, Novembre 2016

M.SALAH.B : Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, ENSH 1994.

Annexe

Les annexes

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem).

Tableau : variation du coefficient _{max}

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

Tableau : variation du coefficient _{min}

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

Tableau : prix des conduites en acier Algérien (Anabib)

Diamètres (mm)	Prix de mètre linéaire (DA)
200	3137,08
250	3749,30
300	4455,52
350	5249,74
400	6125,96
450	7078,18
500	8100,40
550	9186,62
650	11527,06
700	12769,28
800	15367,72
900	18078,16
1000	20852,60
1100	23643,04
1200	26401,48
1400	31630,36
1500	34004,80

Tableau : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53

Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

$J = H/L = \text{gradient de perte de charge}$

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

