

Higher National School of Hydraulic

The Library

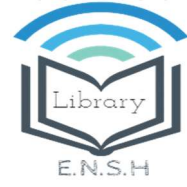
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des principales agglomérations de la zone Ouest de w. Mostaganem à partir du système MAO.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-09

APA Citation (APA توثيق):

Koibich, Abdelaziz (2009). Alimentation en eau potable des principales agglomérations de la zone Ouest de w. Mostaganem à partir du système MAO[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 SPECIALITES

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

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

**ALIMENTATION DES PRINCIPALES AGGLOMERATIONS
DE LA ZONE OUEST DE LA WILAYA DE MOSTAGANEM A PARTIR DU
SYSTEME M.A.O**

Présenté par :
M^r: Koibiche Abdelaaziz

Promoteur :
M^r: Menad Chareef

Juin 2009

Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe de respect et de reconnaissance envers :*

Ma mère

Mon père

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils
ont fait preuve pour que je réussisse.*

Je le dédie également à

Mes frères et ma sœur

*Mes amis: AMOURI M^{ed}, BELMAHDJOUR M^{ed}, MENAD
ANOUAR, et tous les autres amis.*

*Mr BENSMAIL NOUREDDINE chef de bureau de
réalisation SAEP-DHW de Mostaganem.*




Mr BOUALI AEK C/B BET-SAEP-DHW de Mostaganem.


*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui
ont contribué de près ou de loin à ma formation*


K O I B I C H A B D E L A A Z I Z
Jun 2009

Remerciement

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma
profonde gratitude et mes vifs remerciements à :*

  *Mr MENAD (mon promoteur) pour avoir contribué
à l'élaboration de cette présente thèse.* 

 *Je remercie également tous mes professeurs et
particulièrement M^r AYADI.AER, M^r SALAH.B, M^{me}
DERNOUNI.F, M^{me} DJOUDAR pour l'aide précieuse,
qu'ils m'ont apporté durant l'élaboration de ce
modeste travail. .*

*Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux
membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre
travail.* 

KOIBICH ABDELAZIZ
Jun 2009

نقوم من خلال مذكرتنا لنهاية الدراسة بدراسة تزويد الجهة الغربية لولاية مستغانم بالمياه الصالحة للشرب بهدف توفير حاجيات سكان هذه المدن من الماء. رغم حضور عدة صعوبات مثل ضبط الكمية المتدفقة و الطبوغرافيا التي تتوفر على تضاريس

Résumé :

Notre mémoire de fin d'études consiste à étudier l'alimentation des principales agglomérations de la zone Ouest de la wilaya de Mostaganem à partir du système MAO (Mostaganem-Arzew-Oran), a fin de répondre aux besoins croissantes de ces populations.

En présence de plusieurs contraintes comme la régulation des débits et la topographie du terrain qui présente un relief très accidenté.

Abstract :

Our thesis is on the study of the supply of water to the western zone of Mostaganem from MAO système to answer or which will answer to the need growth of its population.

Resolving most of it's problems of flow shows the relief

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	4
INTRODUCTION	5
I.1-SITUATION GEOGRAPHIQUE	5
I.2-SITUATION HYDROGRAPHIQUE	8
I.3-SITUATION GEOLOGIQUE	8
I.4-SITUATION TOPOGRAPHIQUE	8
I.5-SITUATION CLIMATIQUE	8
I.5.1-LES RESSOURCES EN EAU	9
I.5.2-LA TEMPERATURE	11
I.5.3-L'HUMIDITE	11
I.5.4-EVAPOTRANSPIRATION	12
I.6-SITUATION DEMOGRAPHIQUE	13
I.7-SITUATION HYDRAULIQUE	13
I.8-SITUATION D'AEP DES LOCALITES CONCERNEES	15
I.9-SITUATION ECONOMIQUE DE LA WILAYA DE MOSTAGANEM	16
CONCLUSION	17
CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	18
INTRODUCTION	19
II.1-EVOLUSION DE LA POPULATION	19
II.2-EVOLUSION DES BESOINS EN EAU POTABLE	22
II.2.1-GENERALITES	22
II.2.2-EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE	23
II.2.3-VARIATION DE LA CONSOMMATION	24
a) VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE	24
b) VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE	27
II.3-VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE	30
CONCLUSION	44
CHAPITRE III : ETUDE DES ADDUCTIONS	45
INTRODUCTION	46
III.1-TYPES DES ADDUCTIONS	46
III.1.1-ADDUCTION GRAVITAIRE	46
III.1.2-ADDUCTION PAR REFOULEMENT	47
III.1.3-ADDUCTION MIXTE	47
III.2-ADDUCTION ET TYPES D'ECOULEMENT	47
III.3-ETUDE DES VARIANTES	48
III.3.1-PROPOSITION DES VARIANTES	48
III.4-CHOIX DES TRACES	48
III.5-CHOIX DU MATERIAU DE LA CONDUITE	48
III.5.1-ETUDE GEOPHISIQUE DE LA BONDE D'ADDUCTION	49
III.5.2-ETUDE GEOLOGIQUE	49
III.6-CALCUL HYDRAULIQUE	50
III.6.1-METHODE DE CALCUL	50
III.6.2-DEFINITION DE DEBIT DE DIMENSIONNEMENT DE CHAQUE ADDUCTION	52
III.6.3-DIMENSIONNEMENT DES ADDUCTIONS	53
a) CHAMBRE DE ROBINET 3 : LE GROUPEMENT URBAIN DE MOSTAGANEM	53
b) CHAMBRE DE ROBINET 4 : LE COULOIR DE MAZAGRAN-LES SABLETTES	55
c) CHAMBRE DE ROBINET 5 : LE COULOIR DE HASSI MAMECHE- OUREAH	57
d) CHAMBRE DE ROBINET 6 : LE COULOIR DE AIN NOUISSY-STIDIA	60

III.7-LES REDUCTEURS DE PRESSION.....	63
III.7.1-BUT D'UTILISATION DES REDUCTEURS DE PRESSION.....	63
III.7.2-FONCTIONNEMENT DES REDUCTEURS DE PRESSION.....	64
CONCLUSION.....	64
CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS.....	65
INTRODUCTION.....	66
IV.1-FONCTIONS DES RESERVOIRS.....	66
IV.2-PRESCRIPTIONS SANITAIRES.....	67
IV.3-CLASSIFICATION DES RESERVOIRS.....	68
IV.4-CALCUL DES RESERVOIRS.....	69
IV.4.1-CHAMBRE DE RACCORDEMENT 3 : GROUPEMENT URBAIN DE MOSTAGANEM.....	69
IV.4.2-CHAMBRE DE RACCORDEMENT 4 : LE COULOIR DE MAZAGRAN-LES SABLETTES.....	70
IV.4.3-CHAMBRE DE RACCORDEMENT 5 : LE COULOIR DE HASSI MAMECHE-OUREAH.....	73
a) CALCUL DU VOLUME DE RESERVOIR DE DISTRIBUTION D'OUREAH.....	73
b) CALCUL DU VOLUME DE RESERVOIR DE DISTRIBUTION DE HASSI MAMECHE.....	75
IV.4.5-CHAMBRE DE RACCORDEMENT 6 : LE COULOIR DE AIN NOUISSY-STIDIA.....	78
a) CALCUL DU VOLUME DE RESERVOIR DE DISTRIBUTION DE AIN NOUISSY.....	78
b) CALCUL DU VOLUME DE RESERVOIR DE DISTRIBUTION DE STIDIA.....	80
IV.6-EQUIPEMENT DES RESERVOIRS.....	82
IV.7-MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE.....	82
IV.7.1-SYSTEME A DEUX PRISES.....	82
IV.7.2-SYSTEME ASIPHON.....	82
IV.8-TRAVERSEE DES CONDUITES DANS LES PAROIS DE LA CUVE.....	83
CONCLUSION.....	84
CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.....	85
INTRODUCTION.....	86
V.1-LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER.....	86
V.1.1-RISQUE DE FORTE PRESSION.....	86
V.1.2-PRESSION NEGATIVE.....	87
V.1.3-FATIGUE DES CONDUITES.....	87
V.2-MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER.....	87
V.2.1-LES VOLANTS D'INERTIE.....	87
V.2.2-LES SOUPAPES DE DECHARGE.....	88
V.2.3-LES RESERVOIRS D'AIR.....	89
V.2.4-LES CHEMINEES D'EQUILIBRE.....	89
V.2.5-LES ROBINETS VANNES A FERMETURE LENTE.....	90
V.3-ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMME DE COUP DE BELIER.....	90
V.4-CARACTERISTIQUES DU COUP DE BELIER POUR DIFFERENTES CONDUITES.....	91
V.5-CHOIX DE MOYEN DE PROTECTION.....	92
CONCLUSION.....	92
CHAPITRE VI : POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES.....	93
INTRODUCTION.....	94
VI.1-POSE DE CANALISATIONS.....	94
VI.1.1-PRINCIPE DE POSE DES CANALISATIONS.....	94
VI.1.2-POSE DE CANALISATION DANS UN TERRAIN ORDINAIRE.....	95
VI.1.3-POSE DE CANALISATION DANS UN MAUVAIS TERRAIN.....	95
a) CAS D'UN TERRAIN PEU CONSISTANT.....	95

b) CAS D'UNTERRAIN AGRESSIF.....	95
VI.1.4-POSE DE CANALISATION EN GALERIE	97
VI.1.5-TRAVERSEE D'UNE RIVIERE	97
VI.1.6-ASSEMBLAGE PAR EMBOITEMENT	98
VI.2-ACCESSOIRES.....	99
VI.2.1-ROBINETS VANNES.....	100
a) ROBINET VANNE A COIN	100
b) VANNE PAPILLON	100
VI.2.2-CLAPETS ANTI RETOUR	101
VI.2.3-VENTOUSES	102
VI.2.4-VANNES DE DECHARGE	103
VI.2.5-MOYENS ANTI-BELIER.....	103
a) CHEMINEE D'EQUILIBRE	103
b) VOLANT D'INERTIE	103
c) SOUPAPE DE DECHARGE	103
d) RESERVOIRS D'AIR	103
VI.2.6- BY-PASS	104
VI.2.7-POTEAU D'INCENDIE	105
VI.2.8-CREPINE	105
VI.2.9-DEVERSOIRS DE TROP PLEIN	105
VI.2.10-JOINTS DE RACCORDEMENT.....	105
VI.2.11-ORGANES DE MESURE	107
a) MESURE DE DEBIT	107
b) MESURE DE PRESSION	108
VI.3-ORGANES DE RACCORDEMENT	108
VI.3.1-COUDES	109
VI.3.2-CONES	109
VI.3.3- TES	109
VI.3.4-JOINTS DE DEMONTAGE	109
CONCLUSION.....	109
CHAPITRE VII : ORGANISATION DES CHANTIERS	110
INTRIDUCTION.....	111
VII.1-LES ACTIONS RECUS PAR LES CONDUITES.....	112
VII.2-EXECUTION DES TRAVAUX	112
VII.2.1-VERIFICATION ET MANUTENTION DES CANALISATIONS.....	112
VII.2.2-DECAPAGE DE LA COUCHE DE TERRE VEGETALE OU GOUDRON..	113
VII.2.3-EXCAVATION DES TRANCHEES.....	113
VII.2.3.1-CALCUL DE LA LARGEUR DE TRANCHEE	114
VII.2.3.2-CALCUL DE LA PROFONDEUR DE TRANCHEE.....	114
VII.2.4-AMENAGEMENT DU LIT DE SABLE.....	115
VII.2.5-POSE DE CANALISATION	115
VII.2.5.1-PRINCIPE DE POSE DE CANALISATION.....	115
VII.2.5.2-POSE DE CANALISATION DANS UN TERRAIN ORDINAIRE.....	115
VII.2.5.3-POSE DE CANALISATION DANS UN MAIVAS TERRAIN.....	116
VII.2.5.4-POSE DE CANALISATION EN GALERIE.....	116
VII.2.5.5-TRAVERSEE DES ROUTES.....	117
VII.2.5.6-TRAVERSEE D'UNE RIVIERE OU OUED.....	117
VII.2.6-ESSAI SUR LA CANALISATION EN PLACE.....	118
VII.2.6.1-L'EPREUVE DES JOINTS ET CANALISATION PRINCIPALE.....	118
VII.2.7-REMBLAIMENT DES TRANCHEES.....	119
VII.2.8-VOLUME EXCEDENTAIR	119
VII.3-CHOIX DES ENGIN.....	120

VII.3.1-L'ENGIN POUR L'EXCAVATION DU TRANCHEE.....	120
VII.3.2-L'ENGIN POUR LE REMBLAIEMENT DES TRANCHEES.....	121
VII.4-CALCUL DU VOLUME DE TERRASSEMENT	121
VII.4.1-DECAPAGE DE LA COUCHE VEGETALE OU LA COUCHE DE GOUDRON	121
VII.4.2-CALCUL DE VOLUMA DE DEBLAI	122
VII.4.3-CALCUL DE VOLUME DE LIT DE SABLE.....	123
VII.4.4-CALCUL DE VOLUME DE REMBLAI.....	123
VII.4.5-VOLUME EXCEDENTAIRE	124
VII.5-DEVIS ESTIMATIF	126
VII.6-PLANIFICATION DES TRAVAUX.....	126
CONCLUSION.....	128
CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL	129
▪ INTRODUCTION	130
▪ VIII.1-CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL DANS UN CHANTIER HYDAULIQUE.....	131
VIII.1.1-FACTEURS HYMAINS.....	131
VIII.1.2-FACTEURS MATERIELS.....	131
VIII.2-LISTE DESCONDITIONS DANGEREUSES.	131
VIII.3-LISTE DES ACTIONS DANGEREUSES.....	132
VIII.4-MESURES PREVENTIVE POUR EVITER LES CAUSES DES ACCIDENTS.....	132
VIII.4.1-PROTECTION INDIVIDUELLE.....	132
VIII.4.2-AUTRES PROTECTIONS	133
VIII.4.3-PROTECTION COLLECTIVE	133
VIII.4.3.1-EQUIPEMENTS DE MISE EN OUVRE DU BETON.....	133
VIII.4.3.2-ENGIN DE LEVAGE	133
VIII.4.3.3-APPAREILLAGE ELECTRIQUE	133
VIII.5-ORGANISATION DE LA PREVENTION DES ACCIDENTS DE TRAVAIL	134
CONCLUSION	135
CONCLUSION GENERALE	136

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

Tableau I.1 : la Pluviométrie moyenne interannuelle (mm).....	9
Tableau I.2: les superficies couvertes par ces nappes Ainsi que les volumes exploitables.....	10
Tableau I.3: Températures moyennes interannuelles (°C).....	11
Tableau I.4 : Evapotranspiration potentielle (mm).....	12
Tableau I.5: Population par commune à l'année de recensement 2008.....	13
Tableau I.6 : Bilan des ressources en eau (hm ³ /an).....	14
Le tableau I.7: programme de distribution d'eau potable actuel.....	15

CHAPITRE II :

Tableau II.1: répartition de la population de la zone d'étude et ces taux d'accroissement.....	20
Tableau II.2: Evolution de la population à différents horizons.....	21
Tableau II.3: Répartition par communes des besoins moyens journaliers À différents horizons.....	23
Tableau II.4: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque Commune à l'horizon 2035.....	25
Tableau II.5: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	27
Tableau II.6: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	28
Tableau II.7: Variation des coefficients $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$ pour chaque communes.....	28
Tableau II.8: Répartition horaire de la consommation dans divers centres d'agglomérations.....	28
Tableau II.9: Variation du débit horaire pour LES SABLETTES.....	29
Tableau II.10: Variation du débit horaire pour OUREAH.....	31
Tableau II.11: Variation du débit horaire pour STIDIA.....	33
Tableau II.12: Variation du débit horaire pour la commune de MAZAGRAN.....	35
Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la commune de HASSI MAMECHE.....	37
Tableau II.14: Variation du débit horaire pour la commune d'AIN NOUISSY.....	39
Tableau II.15: Variation du débit horaire pour la commune du Groupement Urbain de Mostaganem.....	41
	43

CHAPITRE III :

Tableau III.1: Coefficients K' , m et exposants β de la formule Approchée donnant la perte de charge.....	51
Tableau III.2: débit de dimensionnement de chaque adduction.....	52
Tableau III.3: les caractéristiques de l'adduction de R120000m³ -le Groupement Urbain de Mostaganem En utilisant AYADI.....	54
Tableau III.4 : calcul de l'adduction de R120000 -le Groupement Urbain de Mostaganem En utilisant AYADI.....	54
Tableau III.5 : les caractéristiques de l'adduction CR4-réservoir d'accumulation Mazagran.....	56
Tableau III.6 : calcul de l'adduction CR4-réservoir de stockage Mazagran en utilisant AYADI....	56
Tableau III.7: les caractéristiques des adductions CR5-Ouréah et CR5-Mamèche.....	57
Tableau III.8 : calcul des adductions de CR5-Ouréah et CR5-Mamèche en Utilisant AYADI.....	58
Tableau III.9 : calcul des charges à réduire pour les adductions de CR5-Ouréah et CR5-Mamèche....	69
Tableau III.10 : les caractéristiques des adductions CR6-Stidia et CR6-Ain Nouissy Utilisant AYADI.....	61
Tableau III.11 : calcul de l'adduction de CR6-Stidia et CR6-Ain Nouissy en.....	62

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mazagran.....	70
Tableau IV. 2: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouréah.....	73
Tableau IV. 3: Evaluation du volume résiduel du réservoir Hassi Mamèche.....	75
Tableau IV.4 Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ain Nouissy.....	78

Tableau IV.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir Stidia.....	80
---	----

CHAPITRE V :

Tableau V.1 : les caractéristiques des coups de béliers dans différentes conduites.....	91
--	----

Tableau V.2: les caractéristiques des robinets vannes à fermeture lente.....	92
---	----

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante	98
--	----

Tableau VI.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords	99
--	----

CHAPITRE VII :

Tableau VII-1 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour les adductions..	122
---	-----

Tableau VII-2 : calcul du volume de déblai pour les adductions	122
---	-----

Tableau VII-3 : calcul du volume de sable pour les adductions	123
--	-----

Tableau VII-4: calcul du volume de remblai pour les adductions.....	124
--	-----

Tableau VII-5: calcul du volume excédentaire pour les adductions.....	125
--	-----

Tableau VII-6: Le volume Total des travaux pour les adductions.....	125
--	-----

Tableau VII-7: Volumes et coût des travaux total.....	126
--	-----

Tableau VII.8 : détermination de chemin critique.....	127
--	-----

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I .1: localisation de la zone d'étude.....	6
Figure I .2: Plan de situation de la zone d'étude.....	7
Figure I .3: La pluviométrie moyenne interannuelle.....	9
Figure I.4: Températures moyennes interannuelles.....	11
Figure I. 5: production actuelle en eau potable.....	15

CHAPITRE II :

Figure II.1 : Variation de la population au cours des années.....	21
Figure II.2: Variation de la demande au cours des années.....	24
Figure II.3 : Variation du débit journalier.....	26
Figure II.4 : Variation de la consommation de SABLETTE au cours de la journée.....	32
Figure II.5 : Variation de la consommation d'OUREAH au cours de la journée.....	34
Figure II.6 : Variation de la consommation de STIDIA au cours de la journée.....	36
Figure II.7 : Variation de la consommation de MAZAGRAN au cours de la journée.....	38
Figure II.8 : Variation de la consommation de HASSI MAMECHE au cours de la journée.....	40
Figure II.9 : Variation de la consommation d'AIN NOUISSY au cours de la journée.....	42
Figure II.10 : Variation du débit journalier.....	44

CHAPITRE III :

Figure III.1 : Schéma indicatif de l'adduction doublée de CR3-Le Groupement Urbain de Mostaganem.....	53
Figure III.2 : Schéma indicatif de l'adduction couloir CR4-Mazagran-les Sablettes.....	55
Figure III.3 : Schéma indicatif de l'adduction couloir CR5-Hassi Mamèche-Ouréah.....	57
Figure III.4 : Schéma indicatif de l'adduction couloir CR6-Ain Nouissy-Stidia.....	60

CHAPITRE IV :

Figure IV.1: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	83
Figure IV.2: Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	84

CHAPITRE V :

Figure V-1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti béliet.....	88
Figure V-2 : Variation du volume d'aire au cours des phases de Fonctionnement du réservoir.....	89

CHAPITRE VI :

Figure VI.1.a : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	95
Figure VI.1.b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	96
Figure VI.1.c: Pose de conduites dans un terrain agressif.....	96
Figure VI.1.d : Pose de canalisation en galerie.....	97
Figure VI.1.e: traversée d'une rivière.....	98
Figure VI.2.a : Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-ousson).....	100
Figure VI.2.b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....	100
Figure VI.3.a : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).....	101
Figure VI.3.b : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).....	101
Figure VI.3.c : Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla).....	102
Figure VI.4 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).....	102
Figure VI.5 : Réservoir anti béliet à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).....	104
Figure VI.6.a : joints pour canalisations en fonte.....	106
Figure VI.6.b : Déviation angulaire.....	107
Figure VI.7 : Débitmètres déprimogènes.....	107
	108

Figure VI.8 : Manomètre (d'après document BAMO).....

CHAPITRE VII :

Fig. VII-01: Pose de conduite dans mauvais terrain.....	
Fig. VII-02 : Pose de canalisation en galerie.....	116
Fig. VII-03 : la traversé d'une rivière ou oued	117
Figure VII.4: Pelle équipée en rétro	118
Figure VII-5: Chargeur.....	120
	121

Introduction générale

Contexte général :

L'eau est devenue un bien rare et non reproductible. Au niveau de la Wilaya de Mostaganem, la situation a atteint un seuil très critique, du fait de la raréfaction de la ressource, conjuguée du cycle de sécheresse qui sévit la région depuis plus de deux décennies.

L'exploitation effrénée de la nappe phréatique du plateau de Mostaganem, qui demeure presque l'unique ressource qui alimente les $\frac{3}{4}$ des besoins tous types confondus de la Wilaya, n'est pas sans danger. En effet le niveau de cette nappe a connu ces dernières années un rabattement moyen de 20 à 25 m.

Le Ministère des ressources en eau a mis œuvre le plan directeur de la région Ouest comme solution alternative qui envisageait la transfert des ressources disponibles du bassin de Cheliff pour l'approvisionnement en eau potable des agglomérations situées sur le couloir Mostaganem-Arzew-Oran (MAO).

L'objectif du système MAO est donc de régulariser et de transférer l'eau disponible dans le tronçon final du Cheliff pour l'approvisionnement en eau potable du couloir Mostaganem-Arzew-Oran et pour l'irrigation des périmètres de Mostaganem et de Bordjias.

L'aménagement de production d'eau Cheliff-Barrage de stockage de Kerrada – station de traitement et adduction du couloir MAO est conçu pour transférer 155 Millions de m³/an pour l'alimentation du couloir suscitée, répartis comme suit :

- ✓ 45 Millions de m³/an pour la Wilaya de Mostaganem.
- ✓ 110 Millions de m³/an pour la wilaya d'Oran.

Cet aménagement est scindé en 04 lots :

Lot 01 : Barrage mixte de dérivation sur Oued Cheliff, de caractéristiques techniques suivantes :

- La capacité totale de la retenue : 50 Millions de M³.
- Volume utile de la retenue : 20 Millions de M³.
- Hauteur maximale du barrage : 45m au dessus de la fondation.
- Evacuateur vanné : 04 vannes segments de (11,50×15,00) m.

Lot 02 : Barrage de stockage de Kerrada, de caractéristiques techniques suivantes :

- Capacité totale de la retenue : 70 Millions de M³.
- Volume utile de la retenue : 60 Millions de M³.
- Hauteur maximale du barrage : 85m.
- Evacuateur vanné : 4 vannes segments de (11,50×15,00) m.

Inter Barrages: adduction Cheliff-Kerrada en fonte DN2×2000mm sur une longueur de 8200ml.

Lot 03 : station de traitement de Sidi Ladjel, de caractéristiques techniques suivantes :

- Capacité : 6,5 M³/s soit 560.000 M³/j.

L'eau brute devant être traitée après débouillage proviendra de la retenue de Cheliff et du Barrage réservoir de Kerrada. L'écoulement sera gravitaire.

Lot 04 : adductions, réservoirs et équipements.

L'adduction reliera la station de Sidi Ladjel et le réservoir d'Oran sur une longueur de 93 Km en béton précontraint à âme en tôle en différents diamètres (Ø1400, 1800, 2000 et 2200mm).

- Le réservoir de Mostaganem de capacité de 2×60000 M³
- Réservoir d'Oran de capacité de 4×75000 M³.
- Station de surpression en ligne de débit de 4M³/s.
- Trois chambres de d'obturateurs à disque.
- 12 chambres de robinets à papillon.
- 11 chambres de prises d'eau.

Ce système entrera en production partielle de 1M³/s à partir de 01 juillet 2009. Il est prévu la livraison définitive du complexe MAO avant la fin du premier trimestre 2010 avec une production de 560.000 M³/j.

Le long de la conduite d'adduction sont prévus 10 prises d'eau pour l'alimentation de 12 centres urbains situés dans le couloir MAO.

Il est à rappeler qu'il est prévu 06 prises d'eau (chambre de robinets de l'adduction du couloir MAO) pour l'alimentation des principales agglomérations de la wilaya de Mostaganem.

Il s'agit de :

1. CR1 pour l'alimentation de Oued el Kheir et Sour.
2. CR2 pour l'alimentation de Ain Tedelès.
3. CR3 pour l'alimentation de la ville de Mostaganem.
4. CR4 pour l'alimentation de Mazagran et les Sablettes.
5. CR5 pour l'alimentation de Hassi Mamèche et Ouréah.
6. CR6 pour l'alimentation de Ain Nouissy et Stidia.

Objectif de notre projet de fin d'études :

L'objectif de notre travail consiste à étudier l'approvisionnement en eau potable des agglomérations de la zone Ouest de la wilaya de Mostaganem à partir du système MAO.

Cette étude n'a pas été établie à la suite d'une commande précise de l'administration ou de la collectivité locale, mais constitue un travail exploratoire à partir des informations disponibles et les documents généraux existants ainsi qu'un levé topographique réalisé par le GPS et un travail de reconnaissance des différents tracés.

L'étude du système d'approvisionnement en eau potable de l'aire d'études projeté a pour objet de définir, la politique de répartition des ressources en eau sur un horizon de vingt (20) ans et tient compte des facteurs déterminants pour son développement tels que : l'évolution démographique et les paramètres socio-économiques des populations, expansion des zones touristiques de Stidia, Ouréah, les Sablettes, Salamandre, Medjdoub, ... l'occupation de l'espace et le développement urbain, les activités industrielles et agricoles, les consommations d'eau potable, les caractéristiques des infrastructures d'AEP existantes et la situation actuelle de leur alimentation en potable.

Méthodologie adoptée dans ce présent mémoire:

La méthodologie adoptée dans ce présent mémoire est d'abord axée sur les critères de dimensionnement des raccordements des principales agglomérations de la zone ouest de Mostaganem sur le système MAO à travers les prises d'eau CR3, CR4, CR5 et CR6.

Le présent document est divisé en 08 chapitres :

Dans la première partie nous présenterons les généralités de la zone d'étude et leurs besoins en eau.

Dans la deuxième partie, nous présentons les critères de dimensionnement des adductions reliant le système MAO et les réservoirs existants des centres urbains concernées.

La troisième partie consistera en l'appréciation des travaux de pose des canalisations et leurs accessoires y compris leurs protections.

Concernant le dernier chapitre portant sur les conclusions, nous avons pris en compte toutes les contraintes rencontrées lors de l'élaboration de l'étude technique et en particulier la question de la régulation des débits et les pressions au niveau des prises d'eau sur l'adduction

Du couloir MAO.

Chapitre I :

Présentation de la zone

D'étude

INTRODUCTION

La présentation de la zone d'étude est un chapitre extrêmement important qui portera sur la collecte des données de base et leur traitement à savoir :

- L'analyse de la documentation existante.
- La collecte des données (DHW, DPAT, ADE, APC, de Mostaganem, Mazagran, Hassi Mamèche, Stidia, Ain Nouissy, Ouréah, et les Sablettes).
- L'analyse de la situation actuelle de Mostaganem, Mazagran, Hassi Mamèche, Stidia, Ain Nouissy, Ouréah, et les Sablettes.

Le traitement de ces données nous permettra de continuer notre projet sur des bases solides.

I.1- Situation géographique : [1]

La wilaya de Mostaganem est située dans la partie nord-ouest du pays. Elle appartient à la région de l'Oranie.

Elle est limitée :

- au nord par la Mer Méditerranée,
- au sud par la wilaya de Mascara,
- à l'ouest par la wilaya d'Oran,
- à l'est par les wilayas de Relizane et Chlef.

Elle a une position stratégique et une aire d'influence régionale, du fait même de l'existence de son important port de commerce et de son réseau de voies de communication qui la lie à plusieurs Wilayates limitrophes.



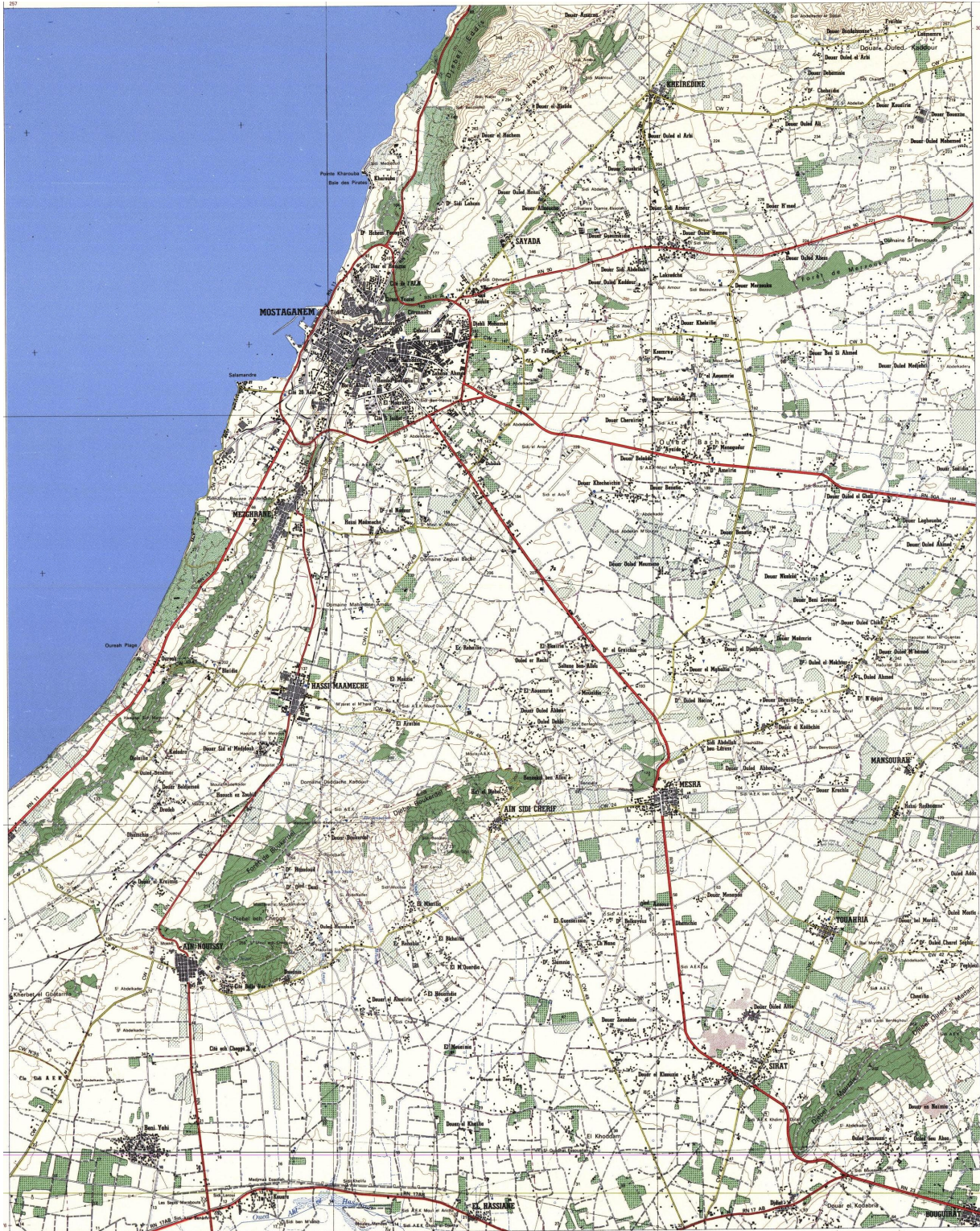


Figure I.1: localisation de la zone d'étude

Cette carte montre les différentes agglomérations concernées par notre étude/ :

- ✓ Le groupement urbain de la Wilaya de Mostaganem.
- ✓ Mazagran.
- ✓ Les Sablettes.
- ✓ Hassi Mamèche.
- ✓ Ouréah.
- ✓ Ain Nouissy.
- ✓ Stidia.



Figure I.2: Plan de situation de la zone d'étude

I.2-Situation Hydrographique : [1]

Le territoire de la wilaya de Mostaganem appartient à trois bassins hydrographiques :

- le bassin versant du Cheliff (01), dans sa partie inférieure,
- le bassin versant des Côtiers Oranais (04), où se trouve la partie ouest de la wilaya,
- le bassin versant des Côtiers Algérois (02), dont le sous-bassin du Dahra englobe la partie est de la wilaya.

Dont nous nous intéressons par la partie ouest de la Wilaya de Mostaganem

I.3-Situation géologique : [2]

La zone d'étude appartient à l'Oranie, intéressant essentiellement des formations sédimentaires du Miocène et Pliocène-pléistocène. Les types lithologiques dominants sont clairement les marnes grises et bleues et les grès et marnes gréseuses.

Le relief est assez plat, à l'exception de la zone initiale du tracé de transfert MAO, encore dans la zone montagneuse des chaînes littorales.

Les formations de surface sont constituées par des sables et sables argileux ou limoneux, ainsi que des argiles quoique moins répandues, surmontant un encroûtement calcaire généralement peu épais, ne dépassant pas les 0,5m à 1 mètre.

Les fouilles pour la pose des conduites sont en générale fonction des diamètres à poser.

Les niveaux phréatiques sont dans la plupart du tracé au-dessus des excavations.

I.4-Situation topographique : [3]

La topographie est accidentée particulièrement au niveau de la coupure de l'Oued Ain-Safra du sud vers le nord, et de la falaise, qui par ses hauteurs, forme une ligne de crête longeant la ville d'Est en Ouest.

I.5- Situation Climatique : [1]

Le climat de la wilaya de Mostaganem est celui d'une région méditerranéenne semi-aride, caractérisé par une saison estivale chaude et sèche et une saison hivernale froide et humide. Les excès climatiques les plus à craindre sont le froid, la sécheresse et la chaleur.



I.5.1- les ressources en eau :

Le climat de la wilaya de Mostaganem est caractérisé par l'irrégularité des précipitations et par des variations annuelles et inter-saisonnières très importantes, l'humidité et la sécheresse se manifestent pendant de longues périodes consécutives.

Le tableau I indique la variation de la pluviométrie interannuelle mesurée au poste pluviométrique de Mostaganem, pour la période 1910 à 1993 (Source : P.N.E.)

Tableau I.1 : la Pluviométrie moyenne interannuelle (mm)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Jun	Juil	Août	année
Pluie	17	40,4	52,6	62,4	52,4	44,4	40	32,3	26	9,1	3,5	5,4	385,5

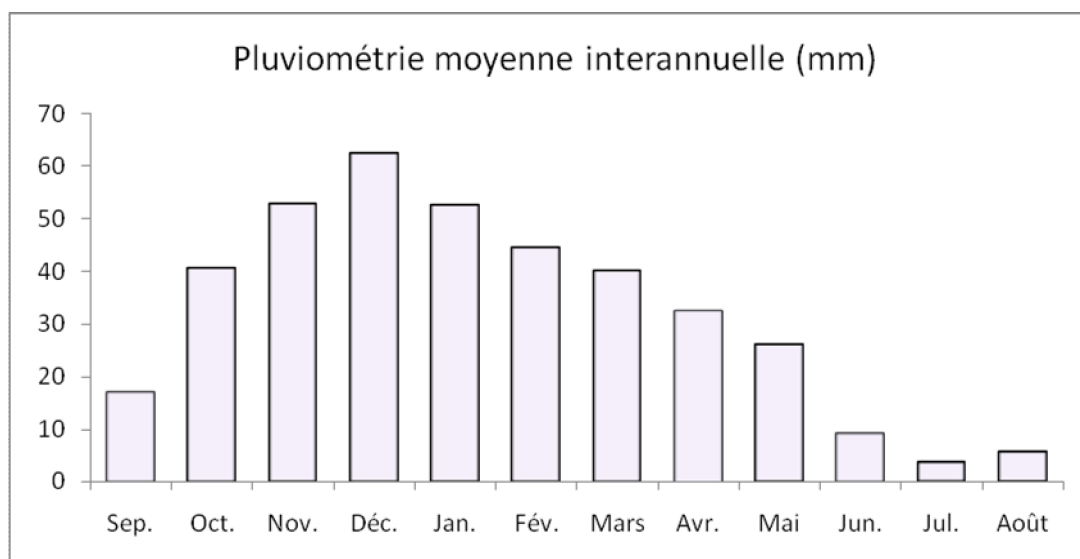


Figure I.3: La pluviométrie moyenne interannuelle

Le mois le plus humide est décembre tandis que les mois de juin à août sont les mois les plus secs.

L'ANRH dans sa carte pluviométrique de l'Algérie du Nord, estime la pluviométrie moyenne interannuelle à :

- 396,2 mm à Mostaganem
- 349,8 mm à Ouréah
- 406,4 mm à Mazagran

Durant les vingt dernières années, le climat de l'Algérie a été caractérisé par des périodes de sécheresse récurrentes. Ce phénomène a été davantage ressenti dans la région ouest du

pays. Cette situation n'a pas manqué d'avoir des répercussions sur l'évolution de la pluviométrie.

Les analyses faites dans le cadre des études du PNE ont montré que les séries de pluies durant la période (1974-1993) ont connues des baisses significatives. La baisse des précipitations moyennes est surtout sensible au niveau des bassins côtiers. Dans ces bassins la pluie enregistrée ne représente que 77% de la pluie moyenne de toute la série d'observations.

Cette diminution de la pluviométrie se traduit par une baisse relative des apports au niveau des barrages ainsi que par un rabattement du niveau des nappes. Ce dernier

Phénomène a été particulièrement ressenti au niveau des aquifères de la région de Mostaganem.

Le tableau II indique les superficies couvertes par ces nappes ainsi que les volumes exploitables.

Tableau I.2: les superficies couvertes par ces nappes Ainsi
Que les volumes exploitables.

Nappe	Superficie (km ²)	Volume exploitable (hm ³)
Plateau de Mostaganem	700	26
Plaine des Bordjias	250	10
Synclinal de Bouguirate	240	9,5
Plateau d'Achaacha	140	5,6
Plateau de Chouachi	25	1
Total		52,1

I.5.2- Températures : [1]

La température dans la région de la Mostaganem est soumise à l'influence de la Mer qui se traduit par un décalage du mois le plus chaud vers le mois d'août alors que le mois le plus froid reste janvier.

Le tableau III présente les températures moyennes interannuelles enregistrées à Mostaganem (source : A.N.R.H).

Tableau I.3: Températures moyennes interannuelles (°C)

Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
12,5	13,3	14,4	16,2	18,6	21,7	24,1	24,9	23,2	20,1	16,3	13,5

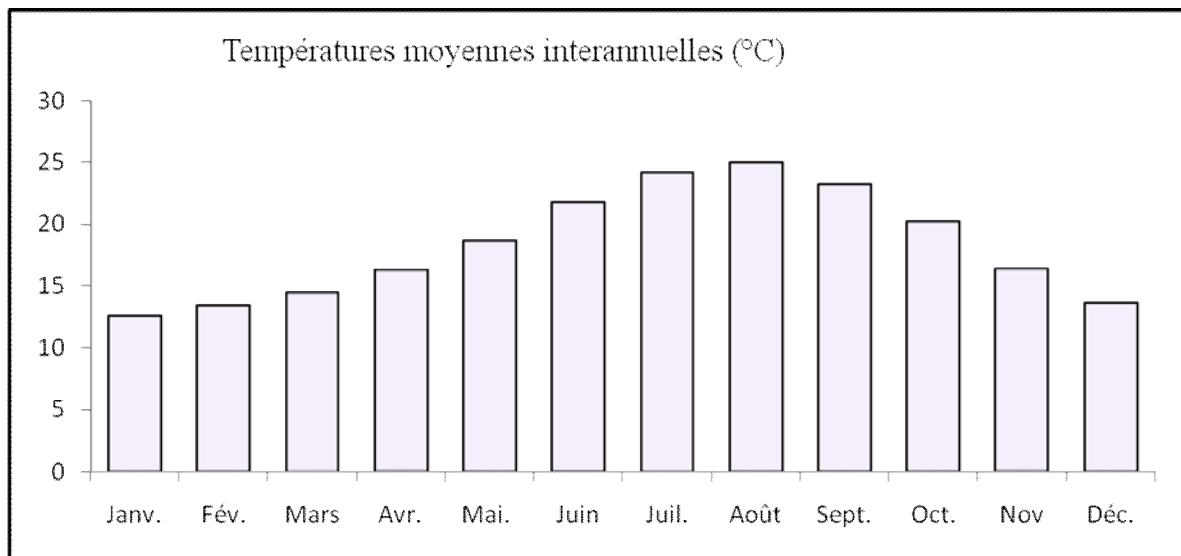


Figure I.4: Températures moyennes interannuelles

La température moyenne annuelle est d'environ 18°C avec des températures estivales moyennes d'environ 24°C et des températures moyennes d'hiver aux alentours de 13°C.

Les températures moyennes maximale et minimale sont respectivement de 23,1°C et 12, 2°C tandis que les températures maximales d'été excèdent rarement 45°C et que le minimum absolu est de -2,2°C.

I.5.3- Humidité : [1]

L'humidité relative de l'air est modérée tout au long de l'année avec une valeur moyenne d'environ 71%. C'est en hiver qu'on enregistre les valeurs les plus élevées avec une moyenne de 76%.

I.5.4- - Evapotranspiration : [1]

Le tableau I.4 indique la répartition mensuelle moyenne interannuelle, de l'évapotranspiration potentielle, d'après la formule de Penman.

Dans ce tableau sont indiquées :

- les valeurs de l'ETP données par l'ANRH dans la notice explicative de la carte des évapotranspirations de l'Algérie du nord.
- les valeurs de l'ETP retenues dans le cadre de l'étude de l'aménagement hydro agricole de la plaine de Kramis, par le groupement de bureaux d'études SCET-Tunisie et COBA.

Tableau I.4 : Evapotranspiration potentielle (mm)

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
ANRH	51	66	101	131	156	177	194	180	136	97	59	46	1393
Scet-Coba	37	45	78	105	132	151	159	152	111	76	46	35	1127

L'estimation de l'ETP dans l'étude de l'aménagement hydro agricole de la plaine de Kramis est inférieure de 18% par rapport à celle de l'ANRH. Néanmoins, dans les deux cas, la valeur la plus basse est enregistrée au mois de décembre et la valeur la plus importante se situe au mois de juillet.

I.6- Situation démographique : [4]

La population par commune de la zone bénéficiaire du projet, a été tirée de l'annuaire statistique de la wilaya de Mostaganem, conformément à l'année de recensement de 2008, comme elle est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.5: Population par commune à l'année de recensement 2008

Communes	Population en 2008 (habitants)
Le groupement urbain de Mostaganem	153962
Mazagran	15049
les Sablettes	4125
Hassi Mamèche	10864
Ouréah	1680
Ain Nouissy	9605
Stidia	6934
Total	202219

Taux d'accroissement de la population :

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Mostaganem, le coefficient d'accroissement moyen est évalué à **2,4%**.

I.6-Situation Hydraulique : [1]

Tableau I.6 présente le bilan des ressources en eau mobilisées et des ressources en eau mobilisables. Les ressources en eau mobilisables comprennent les volumes d'eau susceptibles d'être mobilisés dans le cadre de projets en cours de réalisation ou dont la réalisation est déjà programmée.

Tableau I.6 : Bilan des ressources en eau (hm³/an)

Type de ressources en eau		Ressources mobilisées	Ressources mobilisables	Totaux
Ressources en eau souterraine		52,1	-	52,1
Ressources en eau superficielle	Barrage	25	-	25
	R.C. et PB	1,2	4	5,2
	Transferts	5,8	45	50,8
Ressources en eau non convent.	Réutilisation des eaux usées	-	-	-
	Dessalement	-	45,6	45,6
Total		84,1	94,6	178,7

Le bilan des ressources en eau montre que la wilaya de Mostaganem dispose actuellement d'un volume de 84,1 hm³/an et bénéficiera d'un volume total de 178,7 hm³/an.

Ce bilan a été établi sur la base des données initiales concernant la capacité de la station de dessalement de l'eau de mer qui était de 125 000 m³/j, soit 45,6 hm³/an. Or d'après les dernières données, fournies par la DHW, cette capacité vient d'être portée à 200 000 m³/j, soit 73 hm³/an. Dans ce cas, les ressources en eau dont disposera la wilaya de Mostaganem, à partir de l'année 2010, date prévue pour la mise en service de cette station, s'élèveront à 206,1 hm³/an.

Ce bilan n'inclut pas le volume provenant de la réutilisation des eaux usées

I.8-Situation DœAEP des localités concernées : [1]

Le tableau I.7 présente le programme de distribution dœau potable actuel.

Le tableau I.7: programme de distribution dœau potable actuel

Communes (localités)	Population totale	Production moyenne (m ³ /j)		TOTAL (m ³ /j)
		Eaux souterraine	Eaux de surfaces(GARGAR)	
GUM	153962	15468	9036	24504
Mazagran	15049	2126	343	2469
les Sablettes	4125	412	0	412
Hassi Mamèche	10864	1608	0	1608
Ouréah	1680	173	0	173
Ain Nouissy	9605	711	0	711
Stidia	6934	0	275	275
TOTAL (m ³ /j)	202219	20498	9654	30152

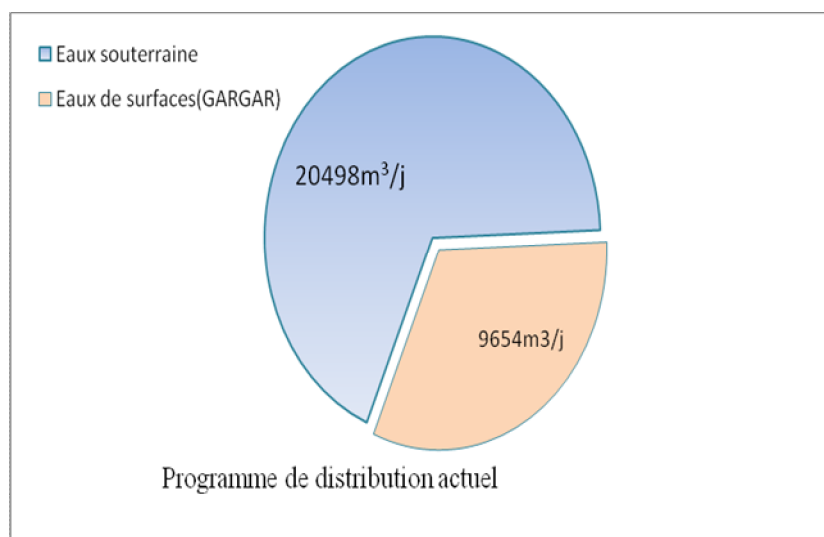


Figure I. 5: production actuelle en eau potable

NB : il y a lieu de rappeler que la wilaya de Mostaganem offre des perspectives de développement économique prometteur dans le domaine agricole.

Le secteur vient de lancer l'aménagement du périmètre d'irrigation de KRAMIS sur 1000ha.

Donc dès la mise en service de la station de dessalement en 2010 les eaux superficielles du barrage KRAMIS et du système MAO seront réaffectées pour l'irrigation.

I.8-Situation économique de la Wilaya de Mostaganem :

La wilaya de Mostaganem pourrait aussi participer à la dynamisation du secteur industriel d'où la réalisation d'un terminal centenaire, le transfert de la gare ferroviaire de la ville et la réhabilitation de l'aérodrome de Mostaganem. Son site a une superficie de 28ha, non loin du port, mais un site vierge et de ce fait, nécessite tous les aménagements.

Ainsi la ville de Mostaganem dispose d'atouts économiques.

L'exploitation de ces dernières offre des perspectives de développement économique prometteuse dans les domaines, agricole, maritime, industriel, touristique et halieutique.

Parmi ces atouts, des potentialités touristiques immenses, des potentialités agricoles appréciables et développées, un secteur de la pêche très prometteur et une bonne position géographique avec un réseau d'infrastructures développé.

En face de ces atouts, la ville de Mostaganem est soumise à une série de contraintes qui perturbent son développement socio-économique, à savoir :

- ✓ L'érosion éolienne dans le plateau de Mostaganem.
- ✓ Le problème de traitement des eaux résiduaires.
- ✓ L'existence de terres agricoles qui entourent la ville pose un problème à son développement et la bloque au sud et à l'ouest.
- ✓ L'existence du tracé de la ligne du chemin de fer qui traverse la ville du port vers le centre crée des coupures urbaines qui engendrent des problèmes de circulation routière.
- ✓ L'existence des lignes électriques aériennes qui traversent la partie sud de la ville (intégrées dans le PDAU) bloque son extension.
- ✓ Le site de Mostaganem est fragmenté topographiquement, ce qui entraîne un mauvais fonctionnement, notamment la circulation automobile.
- ✓ La traversée de Oued Ain-Safra par le centre ville présente des contraintes



d'ordre technique et économique.

En conséquence, les possibilités de développement de la ville vers l'est ou à l'ouest demeurent assujetties à une analyse très approfondie.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître la zone d'étude « partie ouest de la wilaya de Mostaganem » du point de vue alimentation en eau potable et aussi la collection de toutes les données de base nécessaires pour continuer notre projet.



Chapitre II :
Estimation Des Besoins
En Eau

INTRODUCTION :

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

II.1. Evolution de la population :

Les localités concernées sont : le groupement urbain de Mostaganem, Hassi Mamèche, Ain Nouissy, Mazagran, Ouréah, Les Sablettes et Stidia, Le nombre d'habitants varie d'une localité à l'autre comme il est montré dans le tableau I.5, Le nombre d'habitants dans l'ensemble des localités concernées à l'année de recensement est estimé à **202219** habitants.

D'après la direction de la planification et de l'aménagement du territoire de la wilaya de Mostaganem (DPAT), les taux d'accroissement des villes concernées sont donnés comme le tableau II.1 indique.

Tableau II.1: répartition de la population de la zone d'étude et ces taux d'accroissement

Communes	Population en 2008 (habitants)	Taux d'accroissement α %
Le groupement urbain de Mostaganem	153962	1.9
Mazagran	15049	3.4
les Sablettes	4125	2.4
Hassi Mamèche	10864	2.7
Ouréah	1680	2.4
Ain Nouissy	9605	2.5
Stidia	6934	1
Total	202219	

La population par villages et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_x = P_0 * (1 + \alpha)^n$$

P_x : population à l'horizon de calcul.

P_0 : population à l'année de recensement 2008.

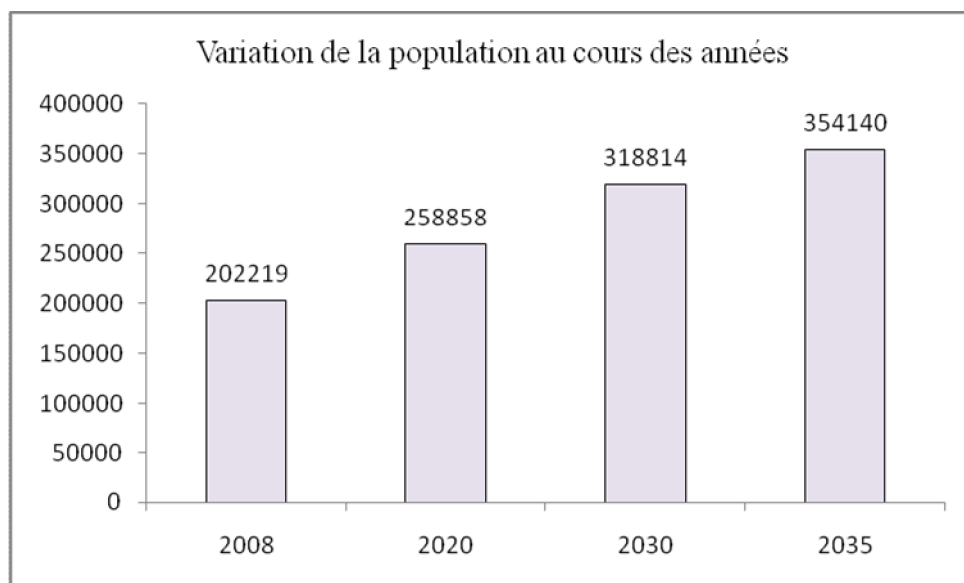
α : Taux d'accroissement démographique, α moyen de la Wilaya est estimé à 2,4 %.

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.2.

Tableau II.2: Evolution de la population à différents horizons

Communes	Population en 2008	Population en 2020	Population En 2030	Population en 2035
Le groupement urbain de Mostaganem	153962	192976	232941	255927
Mazagran	15049	22478	31402	37116
les Sablettes	4125	5483	6951	7826
Hassi Mamèche	10864	14957	19523	22304
Ouréah	1680	2233	2831	3187
Ain Nouissy	9605	12918	16536	18709
Stidia	6934	7813	8631	9071
Total	202219	258858	318814	354140

**Figure II.1 :** Variation de la population au cours des années

A l'horizon 2035, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **354140** habitants.

II.2. Evolution des besoins en eau potable :

II.2.1. Généralités [6]

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

➤ **Besoins domestiques:**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux í etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics:**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantinesí etc.

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formationí etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviersí etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

➤ **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II.2.2. Evaluation des besoins en eau potable [6]

La direction de l'hydraulique de la wilaya de Mostaganem a adoptée une dotation actuelle de **150 l/j/hab** et à la prévision de la mise en service de la station de dessalement prévu en 2010 la dotation augmentera à **300 l/j/hab**.

➤ **Consommation moyenne journalière**

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/jr)$$

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau II.3.

Tableau II.3: Répartition par communes des besoins moyens journaliers
À différents horizons

Communes	Dotation l/j/hab. 2008	Dotation l/j/hab. De 2010	Besoins moyens journalières (m ³ /j)			
			2008	2020	2030	2035
Le groupement Urbain de Mostaganem	150	300	23094	57893	69882	76778
Mazagran	150	300	2257	6743	9421	11135
les Sablettes	150	300	619	1645	2085	2348
Hassi Mamèche	150	300	1630	4487	5857	6691
Ouréah	150	300	252	670	849	956
Ain Nouissy	150	300	1441	3875	4961	5613
Stidia	150	300	1040	2344	2589	2721
TOTAL			30333	77657	95644	106242

- Actuellement les besoins moyens journaliers de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **30333 m³/j**,
- A l'horizon 2020 : les besoins sont estimés à **77657 m³/j**.
- A l'horizon 2030 : les besoins sont estimés à **95644 m³/j**.



- A l'horizon 2035 : les besoins sont estimés à **106242 m³/j**.

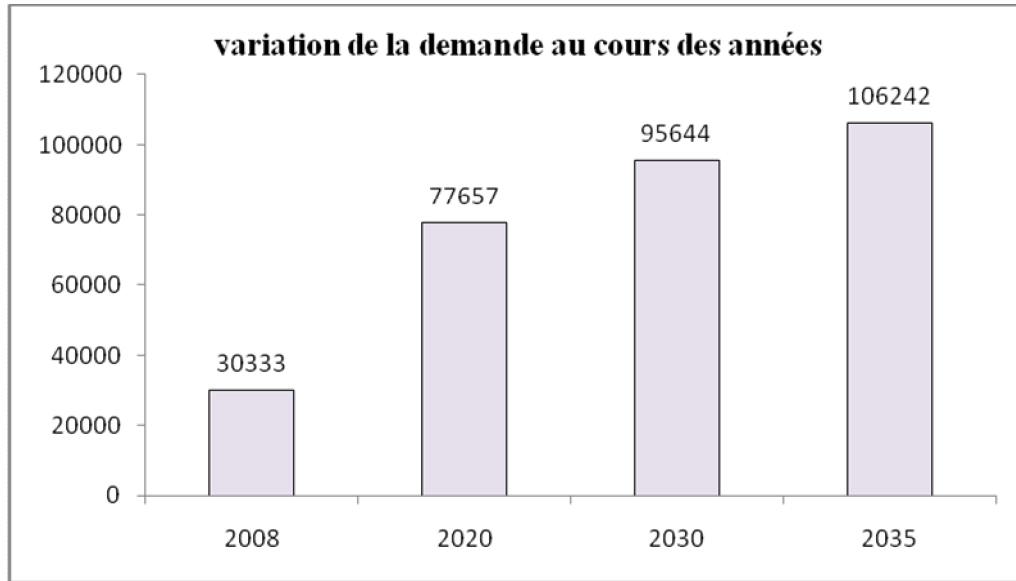


Figure II.2: Variation de la demande au cours des années

II.2.3- Variation de la consommation [6]

a) Variation de la consommation journalière:

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

➤ Consommation maximale journalière:

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j);

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$.

On prend: $K_{\max,j} = 1, 3$;

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

➤ **Consommation minimale journalière:**

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j}$$

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min,j} = (0,7-0,9)$.

On prend: $K_{min,j} = 0,9$;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Tableau II.4: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque Commune à l'horizon 2035

Communes	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)
Le groupement Urbain de Mostaganem	76778	0,9	69100	1,3	99811
Mazargan	11135	0,9	10022	1,3	14476
les Sablettes	2348	0,9	2113	1,3	3052
Hassi Mamèche	6691	0,9	6022	1,3	8698
Ouréah	956	0,9	860	1,3	1243
Ain Nouissy	5613	0,9	5052	1,3	7297
Stidia	2721	0,9	2449	1,3	3537
TOTAUX	106242	0,9	95618	1,3	138115

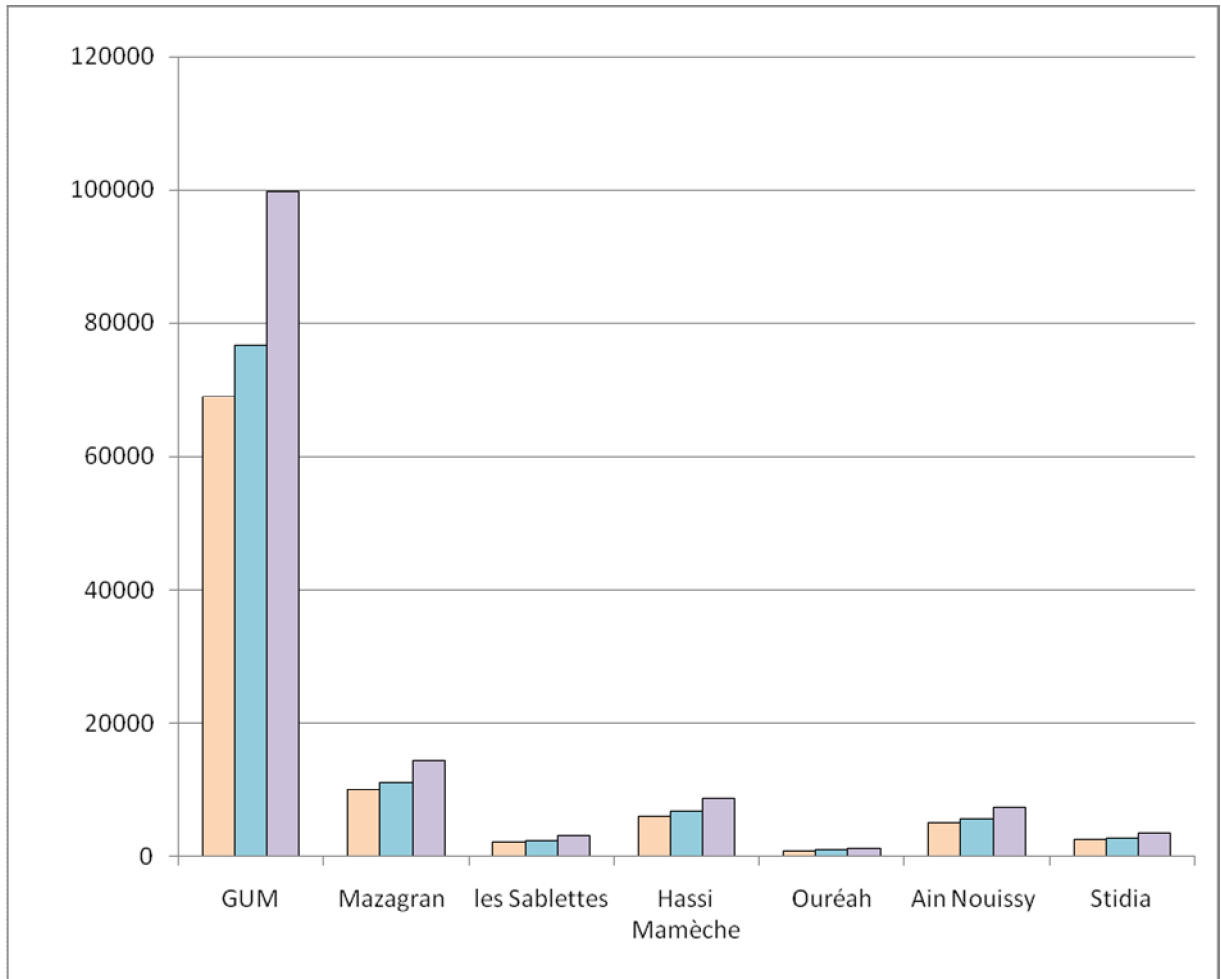


Figure II.3 : Variation du débit journalier

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantir la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé. $Q_{max,j} = 138115 \text{ m}^3/j$.

b) Variation de la consommation horaire:

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

➤ Consommation maximale horaire:

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Tableau II.5: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$

➤ Consommation minimale horaire:

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Tableau II.6: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$

Tableau II.7: Variation des coefficients $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$ pour chaque communes

Communes	Population en 2035	β_{\max}	$K_{\max,h}$	β_{\min}	$K_{\min,h}$
Le groupement Urbain de Mostaganem	255927	1,05	1,37	0,8	0,40
Mazagran	37116	1,15	1,50	0,65	0,33
les Sablettes	7826	1,36	1,77	0,3	0,15
Hassi Mamèche	22304	1,2	1,56	0,51	0,26
Ouréah	3187	1,55	2,02	0,13	0,07
Ain Nouissy	18709	1,2	1,56	0,49	0,25
Stidia	9071	1,35	1,76	0,37	0,19

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.8.

Tableau II.8: Répartition horaire de la consommation dans divers centres d'agglomérations

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	>100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend sept localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles à l'horizon 2035 :

- Les trois communes à savoir : LES SABLETTES, OUREAH et STIDIA ont un nombre d'habitants <10000 donc ces consommations varient selon la deuxième colonne du tableau.
- Les trois communes à savoir : MAZAGRAN, HASSI MAMECHE, AIN NOUISSY ont des nombres d'habitants compris entre 10000 et 50000 donc ces consommations oscillent selon la troisième colonne du tableau.
- Le groupement urbain de la Wilaya de MOSTAGANEM à un nombre d'habitants de 255927 ce qui donne une variation de la consommation selon la cinquième colonne.

II.3-La variation de la consommation horaire :

La variation du débit de consommation horaire pour différentes localités est mentionnée dans les tableaux suivants :

Tableau II.9: Variation du débit horaire pour LES SABLETTES

Heures	Débit total $Q_{\max, j}=3052\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	30,52	1	30,52
1-2	1	30,52	2	61,04
2-3	1	30,52	3	91,56
3-4	1	30,52	4	122,08
4-5	2	61,04	6	183,12
5-6	3	91,56	9	274,68
6-7	5	152,60	14	427,28
7-8	6.5	198,38	20,5	625,66
8-9	6.5	198,38	27	824,04
9-10	5.5	167,86	32,5	991,90
10-11	4.5	137,34	37	1129,24
11-12	5.5	167,86	42,5	1297,10
12-13	7	213,64	49,5	1510,74
13-14	7	213,64	56,5	1724,38
14-15	5.5	167,86	62	1892,24
15-16	4.5	137,34	66,5	2029,58
16-17	5	152,60	71,5	2182,18
17-18	6.5	198,38	78	2380,56
18-19	6.5	198,38	84,5	2578,94
19-20	5.0	152,60	89,5	2731,54
20-21	4.5	137,34	94	2868,88
21-22	3	91,56	97	2960,44
22-23	2	61,04	99	3021,48
23-24	1	30,52	100	3052,00

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de LES SABLETTES est de **213,64 m³/h** et survient entre 12h et 14h.

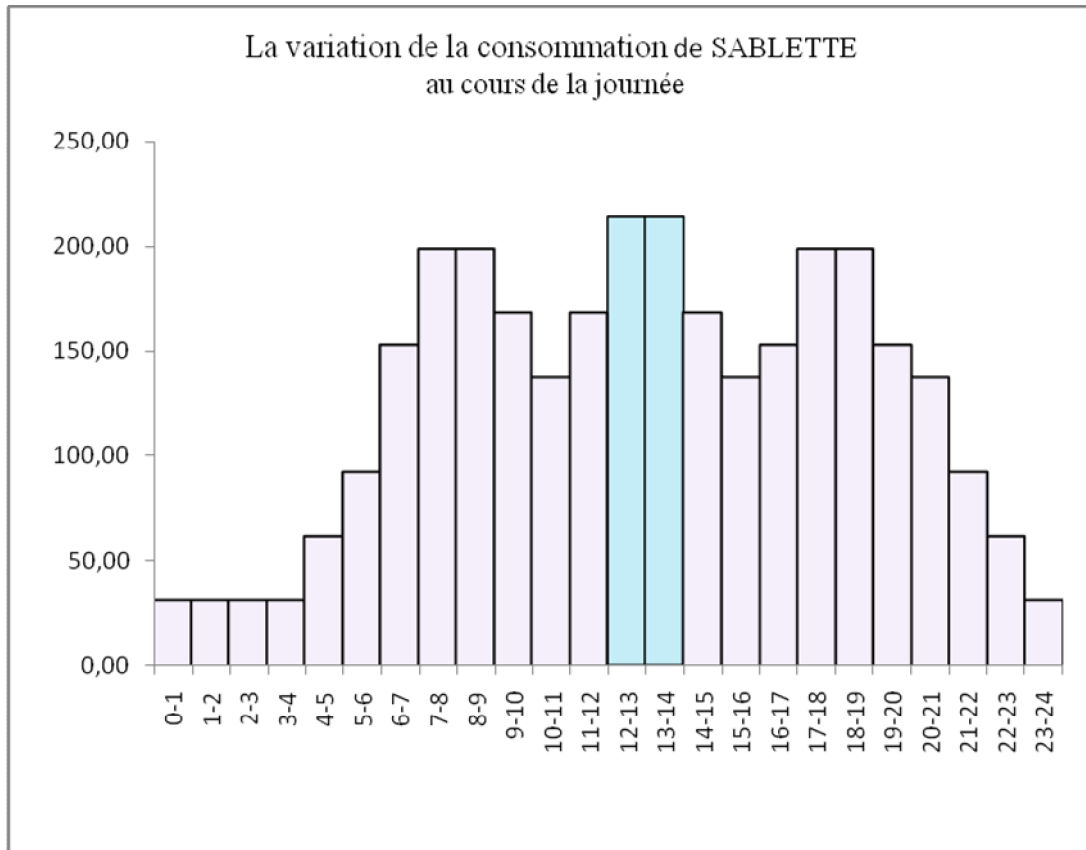


Figure II.4 : Variation de la consommation de SABLETTE au cours de la journée

Tableau II.10: Variation du débit horaire pour OUREAH

Heures	Débit total $Q_{\max, j}=1243\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	12,43	1	12,43
1-2	1	12,43	2	24,86
2-3	1	12,43	3	37,29
3-4	1	12,43	4	49,72
4-5	2	24,86	6	74,58
5-6	3	37,29	9	111,87
6-7	5	62,15	14	174,02
7-8	6.5	80,80	20,5	254,82
8-9	6.5	80,80	27	335,61
9-10	5.5	68,37	32,5	403,98
10-11	4.5	55,94	37	459,91
11-12	5.5	68,37	42,5	528,28
12-13	7	87,01	49,5	615,29
13-14	7	87,01	56,5	702,30
14-15	5.5	68,37	62	770,66
15-16	4.5	55,94	66,5	826,60
16-17	5	62,15	71,5	888,75
17-18	6.5	80,80	78	969,54
18-19	6.5	80,80	84,5	1050,34
19-20	5.0	62,15	89,5	1112,49
20-21	4.5	55,94	94	1168,42
21-22	3	37,29	97	1205,71
22-23	2	24,86	99	1230,57
23-24	1	12,43	100	1243,00

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de OUREAH est de $87,01 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre 12h et 14h.

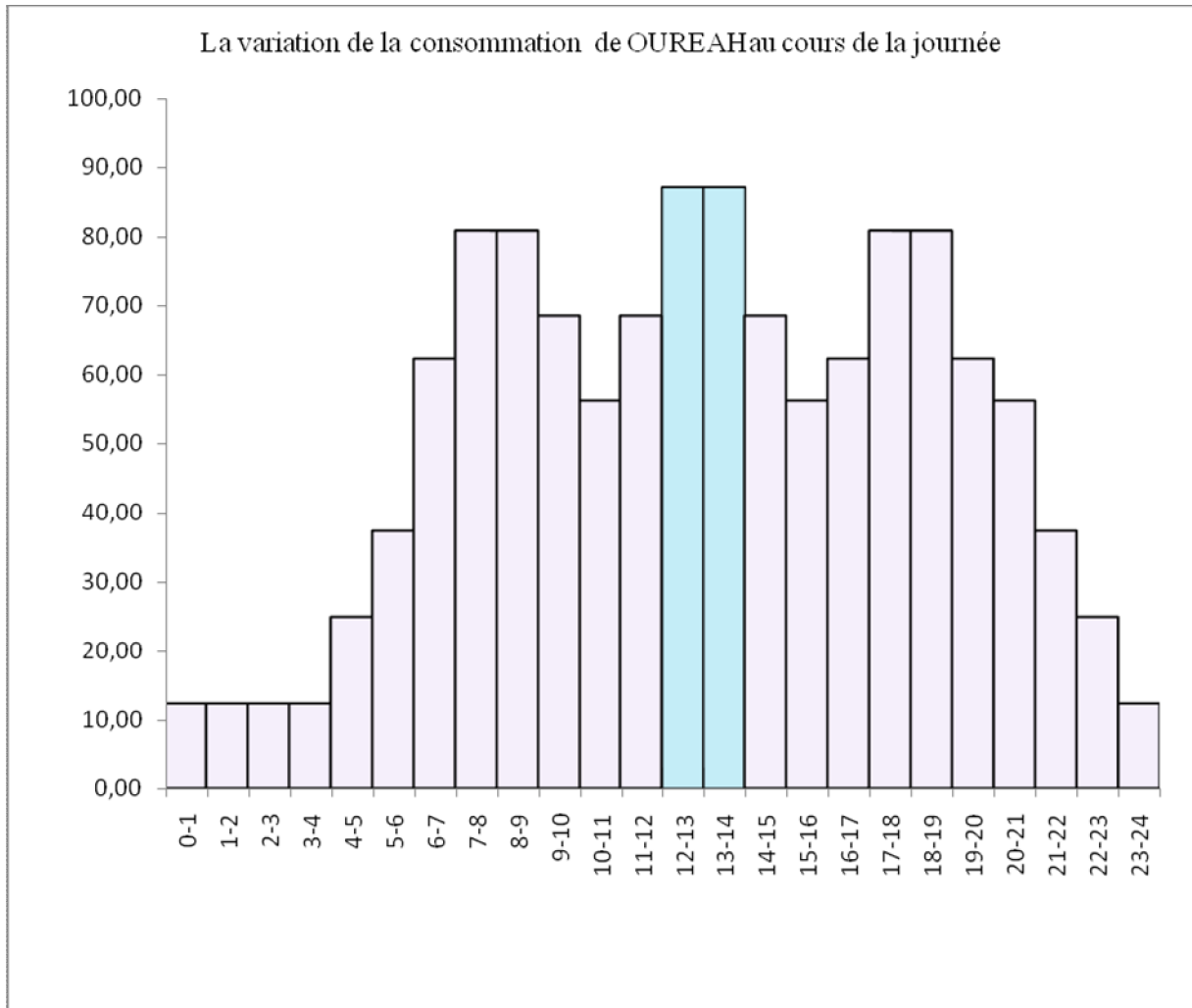


Figure II.5 : Variation de la consommation d'OUREAH au cours de la journée

Tableau II.11: Variation du débit horaire pour STIDIA

Heures	Débit total $Q_{\max, j}=3537\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	35,37	1	35,37
1-2	1	35,37	2	70,74
2-3	1	35,37	3	106,11
3-4	1	35,37	4	141,48
4-5	2	70,74	6	212,22
5-6	3	106,11	9	318,33
6-7	5	176,85	14	495,18
7-8	6.5	229,91	20,5	725,09
8-9	6.5	229,91	27	954,99
9-10	5.5	194,54	32,5	1149,53
10-11	4.5	159,17	37	1308,69
11-12	5.5	194,54	42,5	1503,23
12-13	7	247,59	49,5	1750,82
13-14	7	247,59	56,5	1998,41
14-15	5.5	194,54	62	2192,94
15-16	4.5	159,17	66,5	2352,11
16-17	5	176,85	71,5	2528,96
17-18	6.5	229,91	78	2758,86
18-19	6.5	229,91	84,5	2988,77
19-20	5.0	176,85	89,5	3165,62
20-21	4.5	159,17	94	3324,78
21-22	3	106,11	97	3430,89
22-23	2	70,74	99	3501,63
23-24	1	35,37	100	3537,00

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de STIDIA est de $247,59 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre 12h et 14h.



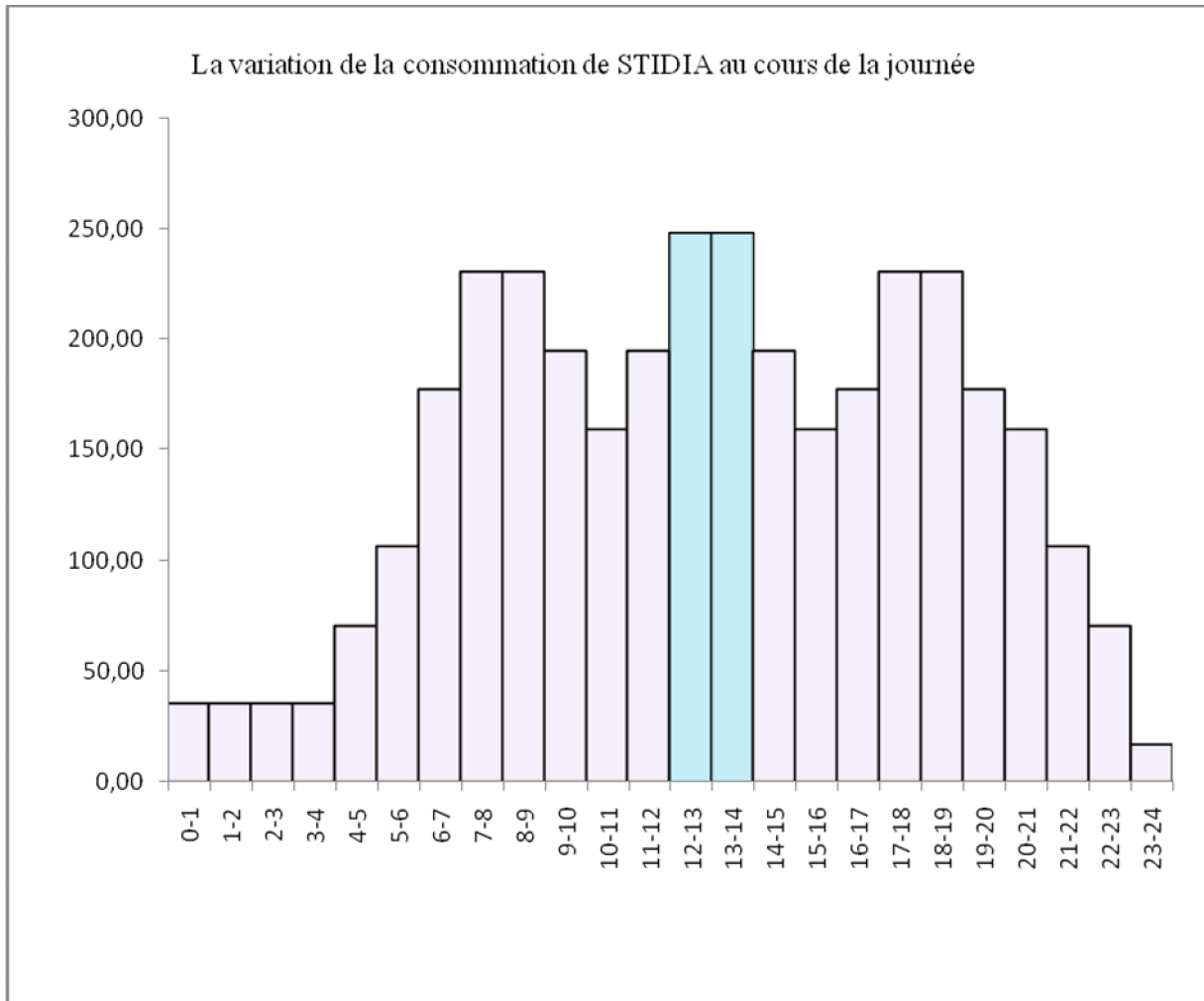


Figure II.6 : Variation de la consommation de STIDIA au cours de la journée

Tableau II.12: Variation du débit horaire pour la commune de MAZAGRAN

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=14476 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	217,14	1,5	217,14
1-2	1.5	217,14	3	434,28
2-3	1.5	217,14	4,5	651,42
3-4	1.5	217,14	6	868,56
4-5	2.5	361,90	8,5	1230,46
5-6	3.5	506,66	12	1737,12
6-7	4.5	651,42	16,5	2388,54
7-8	5.5	796,18	22	3184,72
8-9	6.25	904,75	28,25	4089,47
9-10	6.25	904,75	34,5	4994,22
10-11	6.25	904,75	40,75	5898,97
11-12	6.25	904,75	47	6803,72
12-13	5	723,80	52	7527,52
13-14	5	723,80	57	8251,32
14-15	5.5	796,18	62,5	9047,50
15-16	6	868,56	68,5	9916,06
16-17	6	868,56	74,5	10784,62
17-18	5.5	796,18	80	11580,80
18-19	5	723,80	85	12304,60
19-20	4.5	651,42	89,5	12956,02
20-21	4	579,04	93,5	13535,06
21-22	3	434,28	96,5	13969,34
22-23	2	289,52	98,5	14258,86
23-24	1.5	217,14	100	14476,00

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de MAZAGRAN est de $904,75 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre midi8h et 12h.



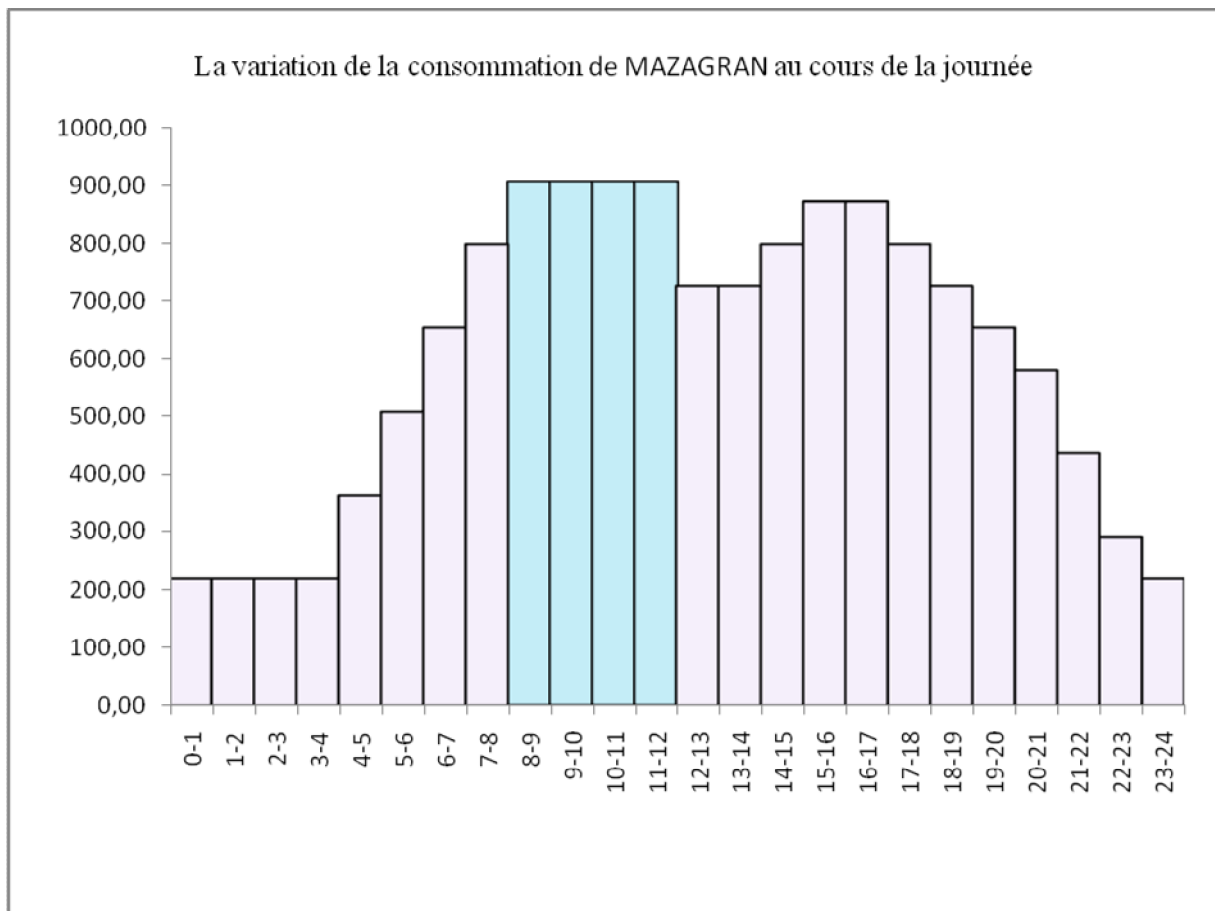


Figure II.7 : Variation de la consommation de MAZAGRAN au cours de la journée

Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la commune de HASSI MAMECHE

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=8698\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	130,47	1,5	130,47
1-2	1.5	130,47	3	260,94
2-3	1.5	130,47	4,5	391,41
3-4	1.5	130,47	6	521,88
4-5	2.5	217,45	8,5	739,33
5-6	3.5	304,43	12	1043,76
6-7	4.5	391,41	16,5	1435,17
7-8	5.5	478,39	22	1913,56
8-9	6.25	543,63	28,25	2457,19
9-10	6.25	543,63	34,5	3000,81
10-11	6.25	543,63	40,75	3544,44
11-12	6.25	543,63	47	4088,06
12-13	5	434,90	52	4522,96
13-14	5	434,90	57	4957,86
14-15	5.5	478,39	62,5	5436,25
15-16	6	521,88	68,5	5958,13
16-17	6	521,88	74,5	6480,01
17-18	5.5	478,39	80	6958,40
18-19	5	434,90	85	7393,30
19-20	4.5	391,41	89,5	7784,71
20-21	4	347,92	93,5	8132,63
21-22	3	260,94	96,5	8393,57
22-23	2	173,96	98,5	8567,53
23-24	1.5	130,47	100	8698,00

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de HASSI MAMECHE est de $543,63 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre midi 8h et 12h.

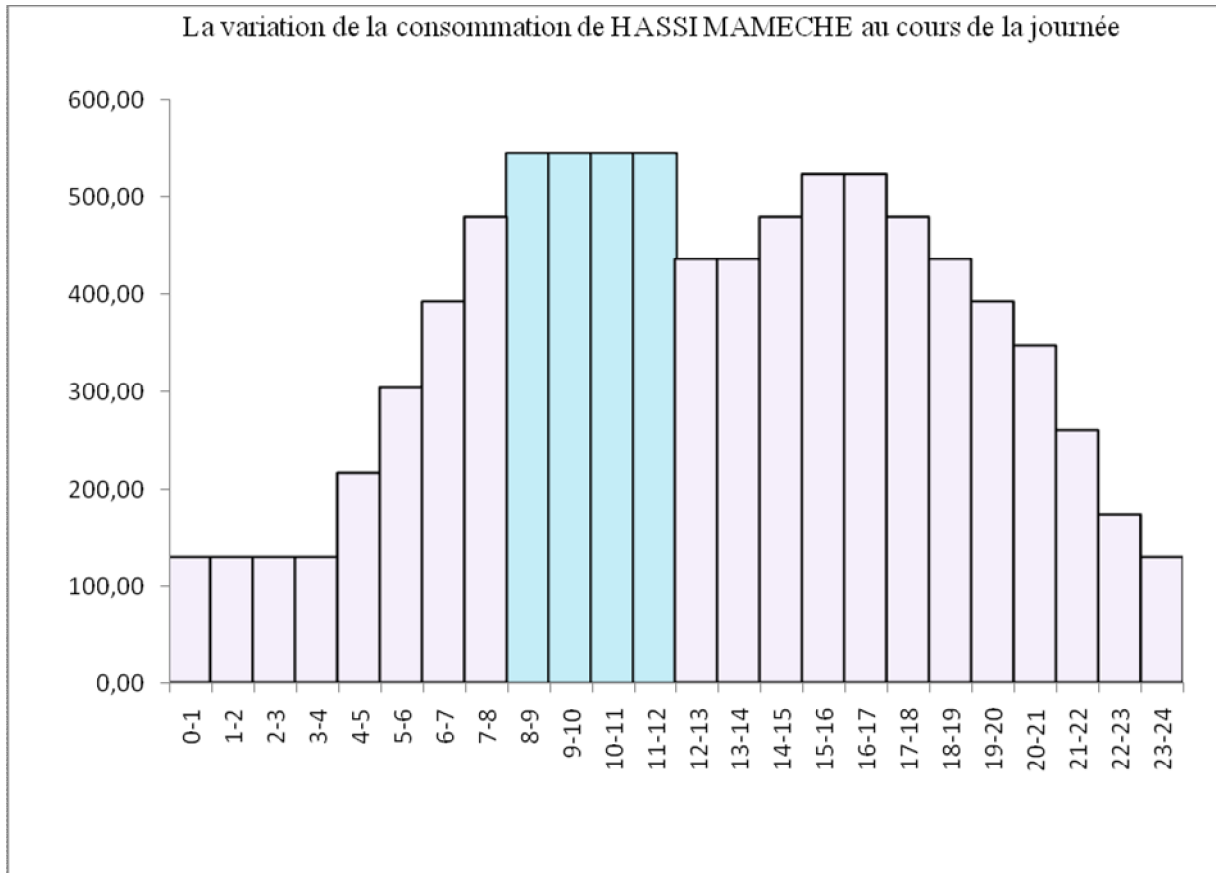


Figure II.8 : Variation de la consommation de HASSI MAMECHE au cours de la journée

Tableau II.14: Variation du débit horaire pour la commune de AIN NOUISSY

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=7297\text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	109,46	1,5	109,46
1-2	1.5	109,46	3	218,91
2-3	1.5	109,46	4,5	328,37
3-4	1.5	109,46	6	437,82
4-5	2.5	182,43	8,5	620,25
5-6	3.5	255,40	12	875,64
6-7	4.5	328,37	16,5	1204,01
7-8	5.5	401,34	22	1605,34
8-9	6.25	456,06	28,25	2061,40
9-10	6.25	456,06	34,5	2517,47
10-11	6.25	456,06	40,75	2973,53
11-12	6.25	456,06	47	3429,59
12-13	5	364,85	52	3794,44
13-14	5	364,85	57	4159,29
14-15	5.5	401,34	62,5	4560,63
15-16	6	437,82	68,5	4998,45
16-17	6	437,82	74,5	5436,27
17-18	5.5	401,34	80	5837,60
18-19	5	364,85	85	6202,45
19-20	4.5	328,37	89,5	6530,82
20-21	4	291,88	93,5	6822,70
21-22	3	218,91	96,5	7041,61
22-23	2	145,94	98,5	7187,55
23-24	1.5	109,46	100	7297,00

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de AIN NOUISSY est de $456,06 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre midi 8h et 12h.

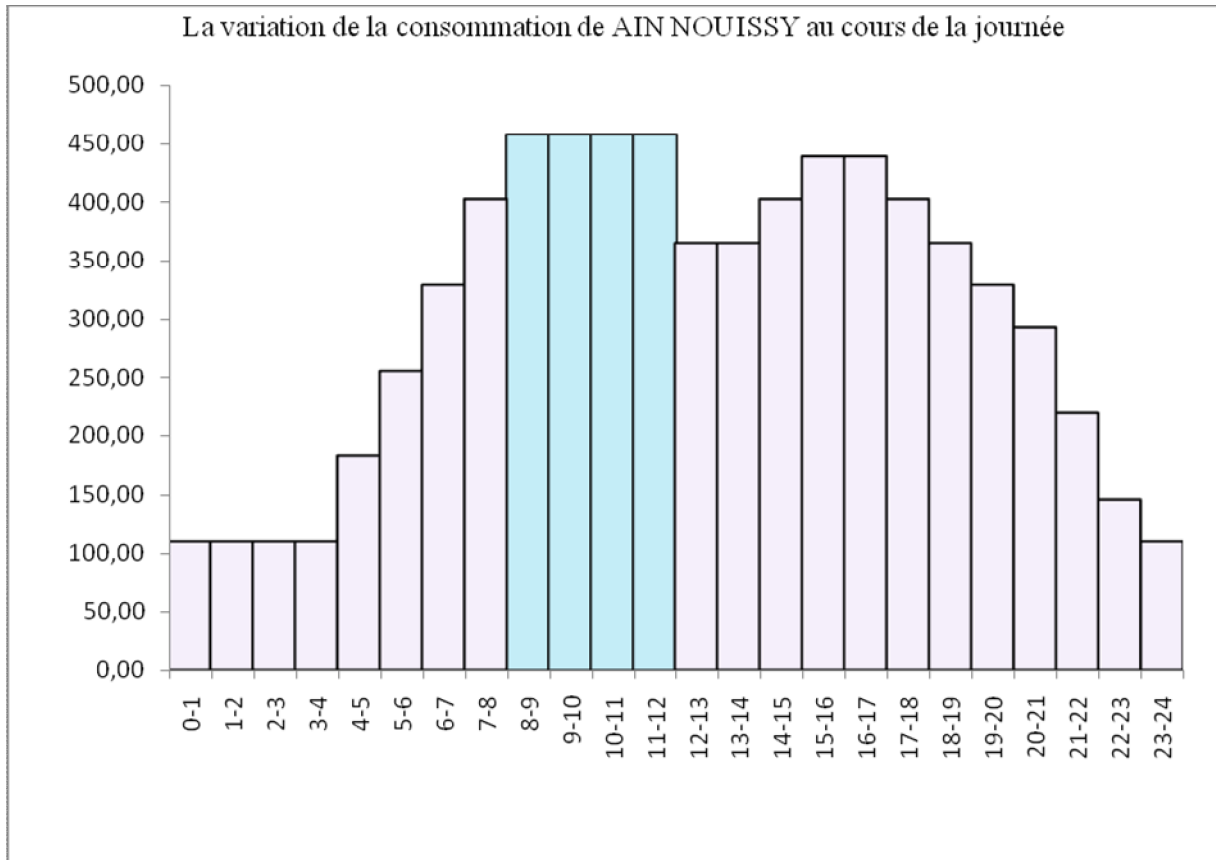


Figure II.9 : Variation de la consommation d'AIN NOUISSY au cours de la journée

Tableau II.15: Variation du débit horaire pour la commune du Groupement Urbain de Mostaganem

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=99811\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	3343,67	1,5	3343,67
1-2	3,25	3243,86	3	6587,53
2-3	3,30	3293,76	4,5	9881,29
3-4	3,20	3193,95	6	13075,24
4-5	3,25	3243,86	8,5	16319,10
5-6	3,40	3393,57	12	19712,67
6-7	3,85	3842,72	16,5	23555,40
7-8	4,45	4441,59	22	27996,99
8-9	5,20	5190,17	28,25	33187,16
9-10	5,05	5040,46	34,5	38227,61
10-11	4,85	4840,83	40,75	43068,45
11-12	4,60	4591,31	47	47659,75
12-13	4,60	4591,31	52	52251,06
13-14	4,55	4541,40	57	56792,46
14-15	4,75	4741,02	62,5	61533,48
15-16	4,70	4691,12	68,5	66224,60
16-17	4,65	4641,21	74,5	70865,81
17-18	4,35	4341,78	80	75207,59
18-19	4,40	4391,68	85	79599,27
19-20	4,30	4291,87	89,5	83891,15
20-21	4,30	4291,87	93,5	88183,02
21-22	4,20	4192,06	96,5	92375,08
22-23	3,75	3742,91	98,5	96117,99
23-24	3,70	3693,01	100	99811,00

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de GUM est de $5190,17\text{m}^3/\text{h}$ et survient entre Midi 8h et 9h.

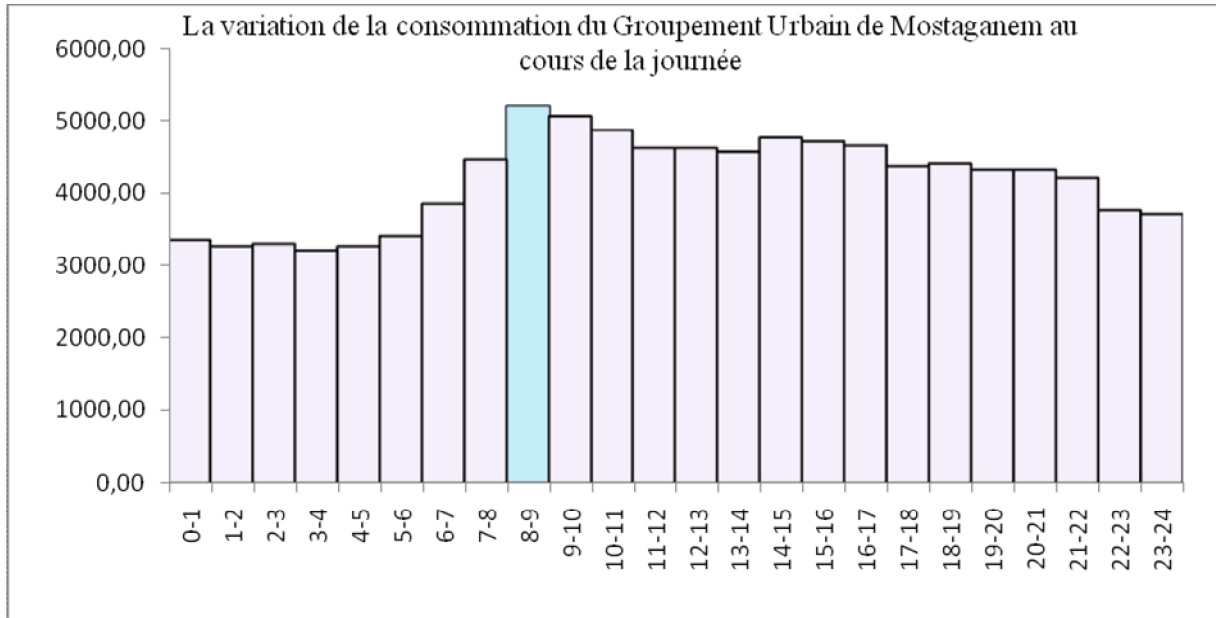


Figure II.10 : Variation du débit journalier

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'estimer des besoins en eau potable de chacune des communes concernées et la variation de la consommation journalière sachant que le débit maximal horaire nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que le bon dimensionnement des adductions, afin d'assurer un fonctionnement régulier du système d'approvisionnement en eau potable des agglomérations de la zone d'étude.



Chapitre III : *Etude Des Adductions*

INTRODUCTION :

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

III.1-Types des adductions :

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.

L'adduction gravitaire se présente lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville situé à un niveau plus bas.

Cette disposition commandée la configuration des lieux au par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement-gravitaire.

- ✓ L'adduction gravitaire s'effectue soit par Aqueduc ou par conduite forcée.

Avec les Aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c.-à-d sans pression, grâce à la pente, Ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudiée pour pouvoir transiter le débit voulu.



- ✓ Avec les conduites forcées, il est fait appel à l'écoulement sous pression.

Or, pour l'écoulement d'un même débit les pertes de charges seront plus importantes dans une conduite forcée que dans un Aqueduc à la faible pente présentant le même diamètre, quant le plan d'eau correspond au passage de débit maximal.

En conséquence si la pente disponible est très faible et surtout si il s'agit d'un débit important à transiter, Aqueducs apparaîtra a priori, comme étant la solution la plus indiquée.

III.1.2-Adduction par refoulement :

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

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.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

III.2- Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement

➤ Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

➤ Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaire ou sous pression.



III.3- Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour but de minimiser au maximum le prix de réalisation et de l'exploitation du projet en prisant en considération toutes les normes techniques, pour assurer l'efficacité et le bon fonctionnement de l'ensemble, ce choix se base sur plusieurs critères parmi les on a:

- Le choix du tracé le plus court.
- Le choix du tracé qui présente le minimum de terrassement.
- Le choix d'une variante qui présente un prix de réalisation minimal.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, et d'après sa topographie l'adduction gravitaire est possible dans tous les piquages qu'on veut faire.

III.3.1-Proposition des variantes :

Vu la configuration générale de la zone d'étude, et d'après sa topographie l'adduction gravitaire est possible dans tous les piquages qu'on veut faire.

III.4- Choix du tracé :

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible [chambres des robinets - réservoirs d'accumulation].

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal.

III.5-Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et les charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.



- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport.
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en amiante ciment ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

III.5.1- Etude géophysique de la bande de l'adduction :

La géophysique s'intéresse aux propriétés électriques des sols et des roches. Ces propriétés électriques peuvent être mesurées de plusieurs façons.

La méthode de prospection mise en œuvre est adaptée aux objectifs recherchés. Les sondages électriques ont porté sur des profondeurs de 1 à 5 m le long du tracé selon la nature des sols.

La prospection a été réalisée par sondages électriques. Le nombre de stations de mesure a été déterminé en fonction de la géologie et de la dispersion des valeurs des résistivités entre les stations.

La prospection du tracé de l'adduction permet :

- la détermination des propriétés électriques des sols du tracé de l'adduction ;
- l'interprétation des résultats sur l'agressivité spécifique des sols du tracé prospectés.

III .5.2-Etude Géologique :

La zone du transfert appartient à l'Oranie, intéressant essentiellement des formations sédimentaires. Les types lithologiques dominants sont clairement les marnes grises, bleues, les grés, et les marnes gréseuses.

Les formations de surface sont constituées par des sables argileux ou limoneux, ainsi que des argiles quoique moins répandues, surmontant un écroutement calcaire généralement peu épais, ne dépassant pas les 0,5 à 1 mètre.

Les niveaux d'eau identifiés dans les travaux géotechniques se trouvent au dessous du fond des excavations pour la pose des conduites.

NB : *d'après les propriétés de notre zone d'étude le PEHD est un matériau convenable pour nos adductions ainsi que notre choix est motivé par la disponibilité de ce type des conduites dans le marché algérien et aussi il est fabriqué localement.*

Les services techniques de la DHW de Mostaganem, le secteur des ressources en eau a mis en application l'Instruction Ministérielle pour encourager le produit local tel que le PEHD, PVC ().

III.6-Calcul hydraulique :

III.6.1- Méthode de calcul [4] [2]

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

$$\Delta H_t = \frac{K^* L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III.1})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

$K\phi$: Coefficient de frottement.

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.



Selon le type de matériau les coefficients K_{ϕ} m et β sont donnés dans le tableau III.4

Tableau III.1: Coefficients K_{ϕ} m et exposants β de la formule
Approchée donnant la perte de charge

matériau	K_{ϕ}	m	
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K_{\phi} * L_e * Q^{\beta}}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.2})$$

Dans notre cas, on prend : $K_{\phi} = 0,001052$; $\beta = 1,77$; $m = 4,774$

III.6.2- Définition des débits de dimensionnement de chaque adduction :

Les débits de dimensionnement de nos adductions sont les débits moyens horaires sans la soustraction des débits d'alimentation actuels, mais on doit soustraire le débit d'alimentation proviendra du dessalement.

Tableau III.2: débit de dimensionnement de chaque adduction

Communes	Les besoins en 2035	Débit de dimensionnement
	(m ³ /s) Q _{moy.h.}	
Groupement Urbain de Mostaganem	1,155	1,155
Mazagran	0,168	0,168
les Sablettes	0,035	0,035
Hassi Mamèche	0,101	0,101
Ouréah	0,014	0,014
Ain Nouissy	0,084	0,084
Stidia	0,041	0,041

III.6.3- dimensionnement des adductions :**a)-Chambre de robinet 3: le Groupement Urbain de Mostaganem**

L'adduction qui relie la chambre de robinet n°= 3 et le Groupement Urbain de Mostaganem fonctionne gravitairement avec un débit de $1,155 \text{ m}^3/\text{s}$ sur une longueur, et comme le débit est très important on opte pour deux conduites en parallèle de $0,578$ chacune comme montre le schéma suivant :

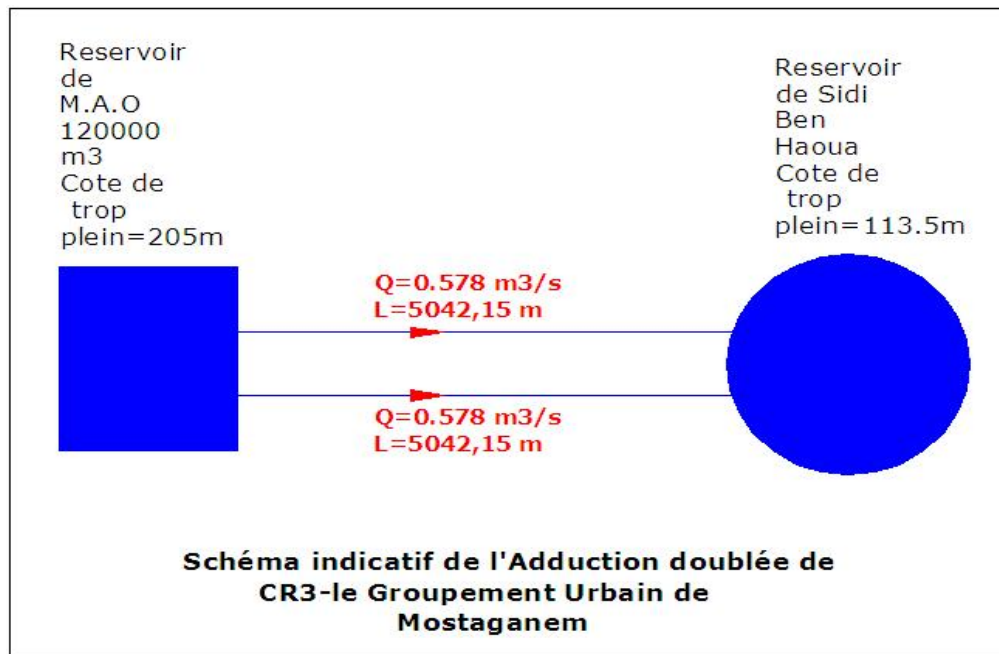


Figure III.1 : Schéma indicatif de l'adduction doublée de CR3-Le Groupement Urbain de Mostaganem

Tableau III.3: les caractéristiques de l'adduction de $\mathbf{R120000m^3}$ -le Groupement Urbain de Mostaganem

les tronçons	les longueurs (m)	les débits m^3/s	la charge disponible (m)	diamètres avantageuses (mm)	Diamètres normalisés (mm)	Vitesses (m/s)
R120000-LE Groupement Urbain de Mostaganem	5042,15	0,578	91,5	0,430	0,5	2,945

Remarque :

On remarque que la vitesse est très importante de fait que la charge disponible imposée comme étant la perte de charge est exagérée, de ce fait on doit proposer un diamètre convenable en basant sur les notions de débit limite et vitesse limite en utilisant la formule de M/AYADI publiée par l'association européenne des eaux (Official Publication of the European Water Association (EWA) © EWA 2008 ISSN 1994 8549).

Tableau III.4 : calcul de l'adduction de R120000-le Groupement Urbain de Mostaganem
En utilisant AYADI

Tronçons	les débits m^3/s	Le diamètre (mm)	Le gradient hydraulique	La perte de charge (m)	La vitesse (m/s)
R120000-le Groupement Urbain de Mostaganem	0,578	700 en fonte	0,00232	11,7	1,50266

Commentaire : On remarque que la perte de charge est strictement inférieure à la charge disponible ce qui posera un problème de débordement du réservoir, donc on est obligé de réduire ce

surplus de charge en utilisant un réducteur de pression pour ramener ces pertes de charge à la valeur de la charge disponible, et la charge a briser est de **81m**.

b)-Chambre de robinet 4 : Le couloir de Mazagran-les Sablettes

L'adduction qui relie la chambre de robinet n°=4 et les deux communes Mazagran et les Sablettes fonctionne gravitairement comme montre le schéma suivant :

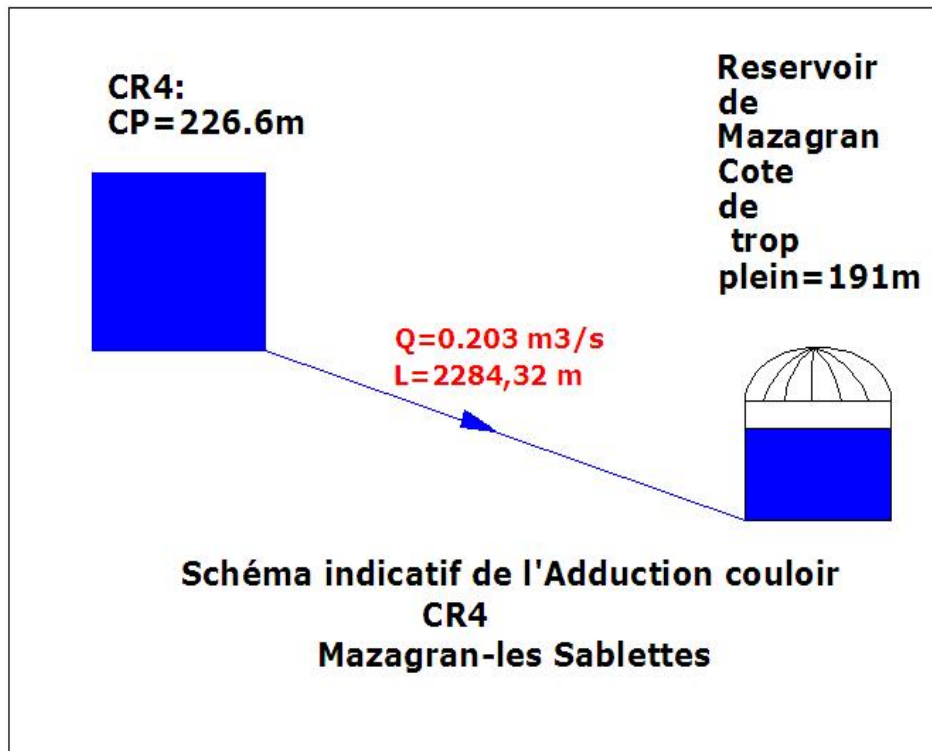


Figure III.2 : Schéma indicatif de l'adduction couloir CR4-Mazagran-les Sablettes

Tableau III.5 : les caractéristiques de l'adduction CR4-réservoir d'accumulation Mazagran

les tronçons	les longueurs (m)	les débits m^3/s	la charge disponible (m)	diamètres avantageuses (mm)	Diamètres normalisés (mm)	Vitesses (m/s)
CR4-réservoir de stockage Mazagran	2284,32	0,203	35,6	0,300	0,3	2,873

Remarque :

On remarque que la vitesse est très importante de fait que la charge disponible imposée comme étant la perte de charge est exagérée, de ce fait on doit proposer un diamètre convenable en basant sur les notions de débit limite et vitesse limite en utilisant la formule de M/AYADI publiée par l'association européenne des eaux (Official Publication of the European Water Association (EWA) © EWA 2008 ISSN 1994 8549).

Tableau III.6 : calcul de l'adduction CR4-réservoir de stockage Mazagran en utilisant AYADI

Tronçons	les débits m^3/s	Le diamètre (mm)	Le gradient hydraulique	La perte de charge (m)	La vitesse (m/s)
CR4-réservoir de stockage Mazagran	0,203	450	0,00293	6,7	1,27703

Commentaire: On remarque que le perte de charge est strictement inférieure à la charge disponible ce qui posera un problème de débordement du réservoir, donc on est obligé de réduire ce surplus de charge en utilisant un réducteur de pression pour ramener ces pertes de charge à la valeur de la charge disponible.

c)-Chambre de robinet 5 : Le couloir de Hassi Mamèche-Ouréah :

L'adduction qui relie la chambre de robinet n°=5 et les deux communes Ouréah et Hassi



Mamèche fonctionne gravitairement comme montre le schéma suivant :

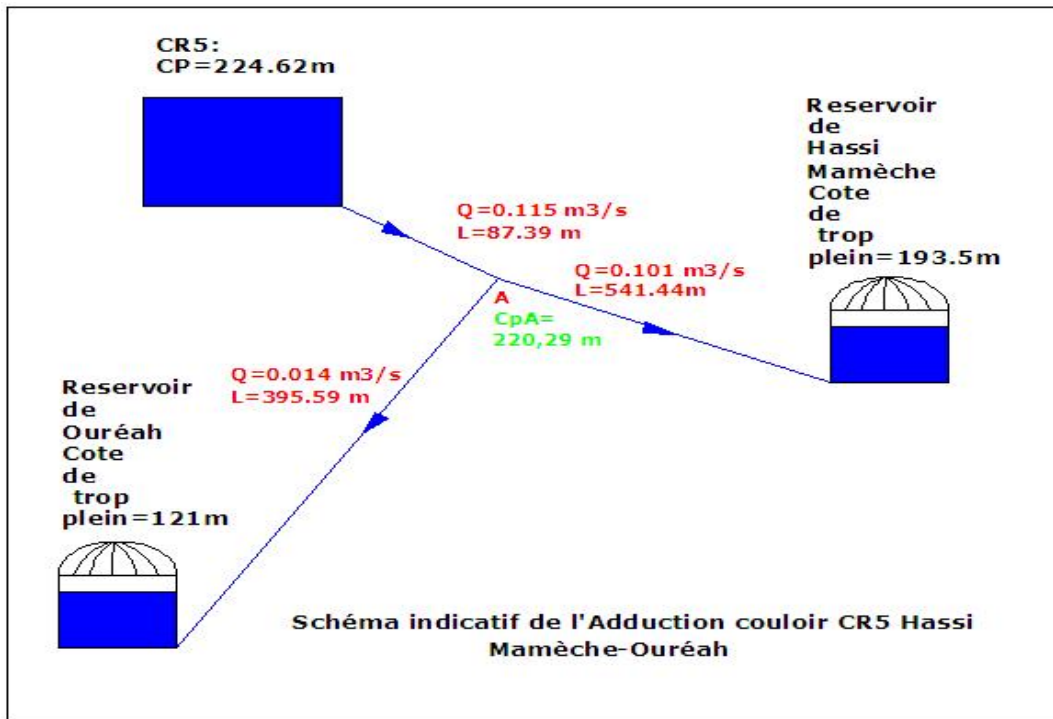


Figure III.3 : Schéma indicatif de l'adduction couloir CR5-Hassi Mamèche-Ouréah

Tableau III.7: les caractéristiques des adductions CR5-Ouréah et CR5-Mamèche

les tronçons	les longueurs (m)	les débits m ³ /s	la charge disponible (m)	diamètres avantageuses (mm)	Diamètres normalisés (mm)	Vitesses (m /s)
CR5-point de ramification A	87,39	0,115	4,32	0,185	0,200	3,662
point de ramification - Ouréah	395,59	0,014	99,29	0,054	0,063	4,493
point de ramification - Hassi Mamèche	541,44	0,101	26,79	0,175	0,200	3,217

Remarque :

On remarque que les vitesses sont très importantes de fait que les charges disponibles



imposées comme étant des pertes de charges sont exagérées, de ce fait on doit proposer un diamètre convenable en basant sur les notions de débit limite et vitesse limite en utilisant la formule de M/AYADI publiée par l'association européenne des eaux (Official Publication of the European Water Association (EWA) © EWA 2008 ISSN 1994 8549).

Tableau III.8 : calcul des adductions de CR5-Ouréah et CR5-Mamèche en Utilisant AYADI

Tronçons	les débits m ³ /s	Le diamètre (mm)	Le gradient hydraulique	La perte de charge (m)	La vitesse (m/s)
CR5-point de ramification A	0,115	350	0,00351	0,3	1,19589
point de ramification - Ouréah	0,014	160	0,00332	1,3	0,69666
point de ramification - Hassi Mamèche	0,101	300	0,00596	3,2	1,42958

Commentaire : On remarque que les pertes de charges sont strictement inférieures aux charges disponibles ce qui nous oblige de placer des réducteurs pour créer des pertes de charge supplémentaires pour les ramener à la charge disponible à fin d'éviter le débordement des réservoirs.

Tableau III.9 : calcul des charges à réduire pour les adductions de CR5-Ouréah et CR5-Mamèche



Tronçons	La perte de charge (m)	la charge disponible (m)	La charge à briser (m)
point de ramification - Ouréah	1,3	99,29	97,99
point de ramification - Hassi Mamèche	3,2	26,79	23,59

d)-Chambre de robinet 6 : Le couloir de Ain Nouissy-Stidia :

L'adduction qui relie la chambre de robinet n°=6 et les deux communes de Ain Nouissy et



Stidia fonctionne gravitairement comme montre le schéma suivant :

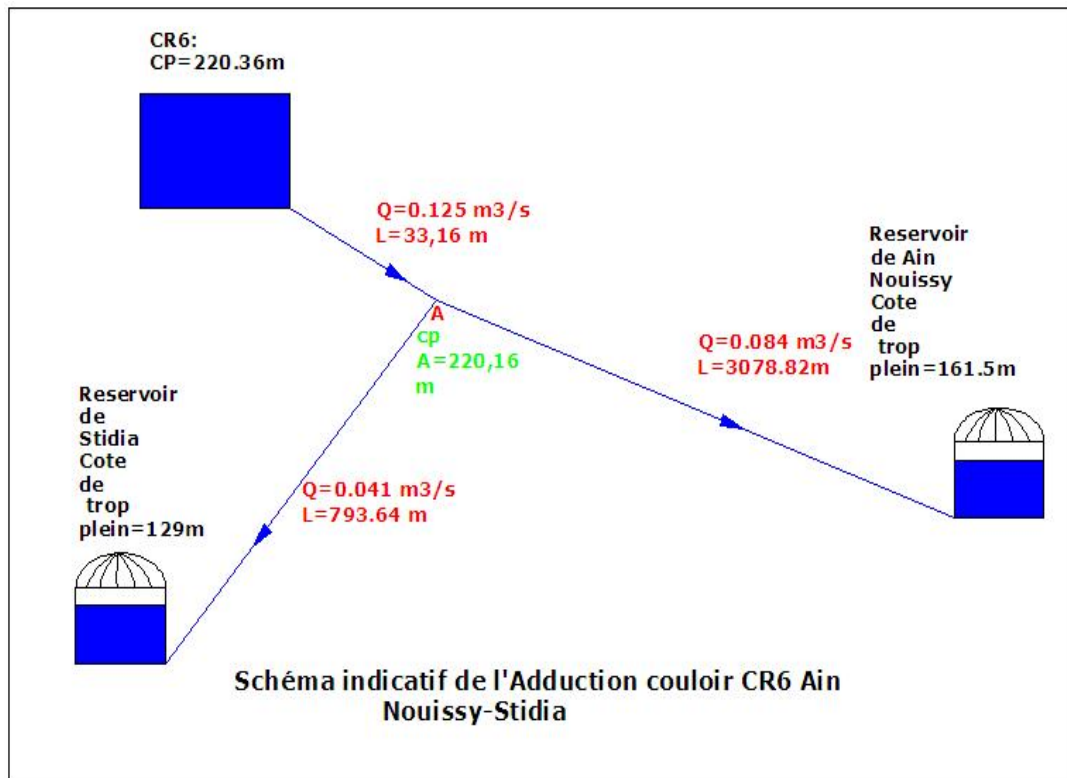


Figure III.4 : Schéma indicatif de l'adduction couloir CR6-Ain Nouissy-Stidia

Tableau III.10 : les caractéristiques des adductions CR6-Stidia et CR6-Ain Nouissy

les tronçons	les longueurs (m)	les débits m^3/s	la charge disponible (m)	diamètres avantageuses (mm)	Diamètres normalisés (mm)	Vitesses (m/s)
CR6-point de ramification A	23,74	0,125	0,627	0,234	0,250	2,548
point de ramification- Stidia	793,64	0,041	91,36	0,100	0,100	5,223
point de ramification-Ain Nouissy	3078,82	0,084	58,86	0,198	0,200	2,675

Remarque :

On remarque que les vitesses sont très importantes de fait que les charges disponibles imposées comme étant des pertes de charges sont exagérées, de ce fait on doit proposer un diamètre convenable en basant sur les notions de débit limite et vitesse limite en utilisant la formule de M/AYADI publiée par l'association européenne des eaux (Official Publication of the European Water Association (EWA) © EWA 2008 ISSN 1994 8549).

Tableau III.11 : calcul de l'adduction de CR6-Stidia et CR6-Ain Nouissy en Utilisant AYADI

Tronçons	les débits m^3/s	Le diamètre (mm)	Le gradient hydraulique	La perte de charge (m)	La vitesse (m/s)
CR6-point de ramification A	0,125	350	0,00412	0,1	1,29988
point de ramification- Stidia	0,041	200	0,00825	6,5	1,30573
point de ramification- Ain Nouissy	0,084	300	0,00420	12,9	1,18896

Remarque :

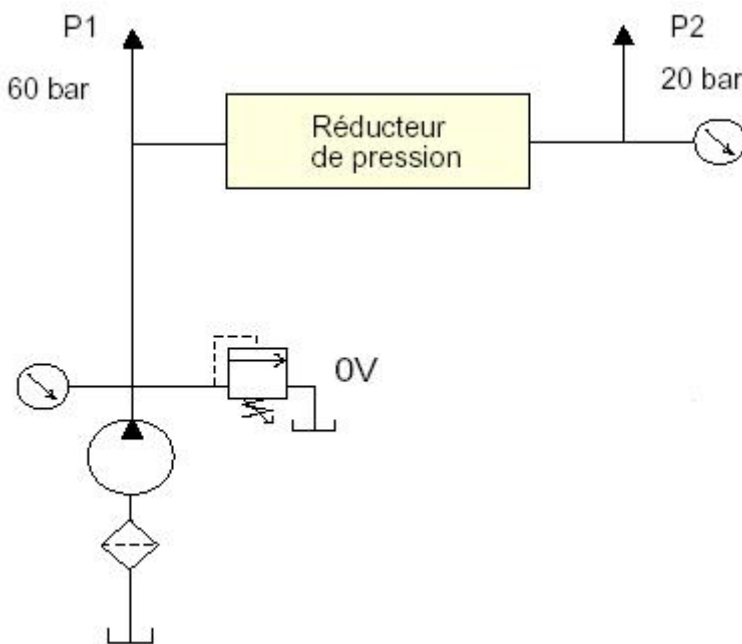
On remarque que :

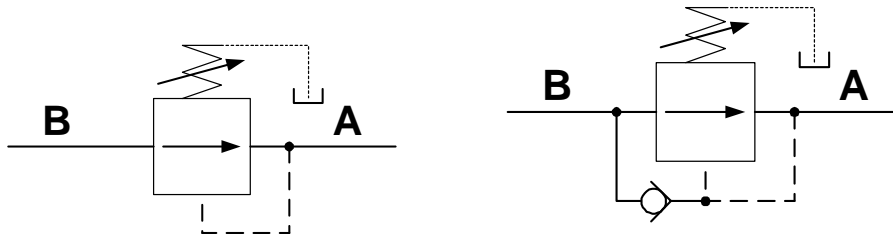
- les pertes de charges sont strictement inférieures aux charges disponibles ce qui nous oblige de placer des réducteurs de pression juste à l'entrée de chaque tronçon.
- L'eau arrivera au point A (point de ramification) avec une cote piézométrique de **220,26 m**.
- La cote piézométrique nécessaire au point A pour que l'eau arrive au réservoir de Stidia est de **135,5m**, donc on est obligé de briser le surplus de la charge qui est de **84,76m**.
- On signale également que La cote piézométrique nécessaire au point A pour que l'eau arrive au réservoir de Ain Nouissy est de **174m**, donc on est obligé de briser le surplus de la charge qui est de **46,26m**.

III.7-Les réducteurs de pressions :

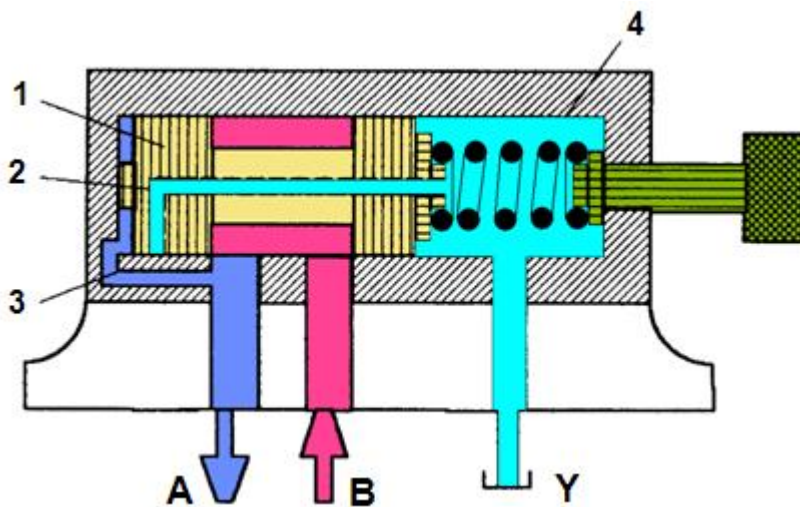
III.7.1-But d'utilisation des réducteurs de pression:

Le réducteur de pression permet à partir d'un circuit principal à la pression P1 d'obtenir un circuit secondaire à la pression P2.





III.7.2-Fonctionnement des réducteurs de pression:



Le fluide circule de **B** vers **A**. Le canal **3** permet à la pression venant de **A**, d'agir sur la surface du tiroir **1**.

Ceci engendre une force à laquelle s'oppose la force du ressort **4**.

Lorsque la pression en **A** crée une force supérieure à la force du ressort **4**, le tiroir **1** se déplace vers la droite et ferme le passage de **B** vers **A**. Ainsi le circuit **A** n'étant plus alimenté, la pression est réduite et reste stable.

En cas de surpression en **A**, le tiroir **1** se déplace encore plus vers la droite et met en communication le circuit **A** avec le réservoir par l'intermédiaire du canal **2** et du drain **Y**.

Le réducteur de pression se monte toujours en série sur les circuits.

Les réducteurs ne sont pas tous munis d'un canal interne, (comme le canal **2** sur le schéma de principe ci-dessus) dans ce cas, ils sont incapables d'éliminer les surpressions.

Si le fluide doit pouvoir circuler de **A** vers **B**, il faut alors choisir un réducteur de pression équipé d'un clapet anti-retour.

Conclusion

Le présent chapitre nous a permet de dimensionner nos adductions en respectant les vitesses admissibles pour un meilleur fonctionnement de nos systèmes, ainsi qu'avoir une idée sur les moyens de protection contre les fortes pressions avec la mise en place des réducteurs de pression.



Chapitre IV: *Etude Des Réservoirs*

INTRODUCTION :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitent une étude technique sérieuse pour qu'ils soient remplis à son niveau de trop plein, ainsi que l'emplacement de ses réservoirs doit être bien choisi pour avoir une charge qui peut favoriser l'écoulement gravitaire en assurant la pression admissible sur le réseau de distribution.

IV.1- Fonctions des réservoirs [8]

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- ✓ Ils permettent de stocker l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le



réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

IV.2- Prescriptions sanitaires [8]

En plus de leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.3- Classification des réservoirs

✓ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés;
- Semi-enterrés;
- Sur sol;
- Sur tour (château d'eau).

✓ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

➤ **Rectangulaire ou carrée:** elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

➤ **Circulaire:** elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont fait soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

❖ Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs d'alimentation (distribution) et des réservoirs tampons semi enterrés, avec une forme généralement circulaire pour favoriser le brassage de l'eau à l'intérieur pour garder une bonne qualité d'eau, et aussi puisque la forme circulaire amortie les forces de pression exercée sur les parois.

❖ La hauteur optimale de la cuve d'un réservoir se situe entre 3 et 6m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8 dans les grands ouvrages, on détermine en conséquence le diamètre de la cuve.

VI.4-Calcul des réservoirs :**VI.4.1- Chambre de raccordement 3: Le Groupement Urbain de Mostaganem**Calcul du volume de Réservoir de distribution de Sidi Ben HAOUA :

Ce réservoir assure le transfert des eaux viennent du réservoir de stockage R120000m³ vers les réservoirs existants dans toute la ville de Mostaganem, donc c'est un réservoir Tampon et son volume est calculé comme suit:

$$V=Q_0*2 /T$$

V : volume du réservoir (m³).

Q₀ : débit sortant du réservoir (m³/s).

T : temps de fermeture du robinet vanne à l'aval du réservoir (s).

Remarque :

Les réservoirs existants à Sidi Ben HAOUA sont 2×R3000 de cote de trop plein 113.5 m sert au stockage, donc on doit changer la destination de ces réservoirs pour qu'ils jouent le rôle d'un réservoir tampon.

VI.4.2- Chambre de raccordement 4: le couloir de Mazagran- les Sablettes

Calcul du volume de Réservoir de distribution de Mazagran :

Ce réservoir assure le stockage des eaux viennent de la chambre de Raccordement N°=4 pour les distribuer vers les deux agglomérations de Mazagran et les Sablettes, son volume est calculé comme montre le Tableau suivant.

Tableau IV.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mazagran

heures	Consommation d'eau en %	Alimentation en eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau dans le réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1,41	4,17	2,75		-10,35
1-2	1,41	4,17	2,75		-7,59
2-3	1,41	4,17	2,75		-4,84
3-4	1,41	4,17	2,75		-2,09
4-5	2,41	4,17	1,75		-0,33
5-6	3,41	4,17	0,75		0,42
6-7	4,59	4,17		0,42	0,00
7-8	5,67	4,17		1,51	-1,51
8-9	6,29	4,17		2,13	-3,63
9-10	6,12	4,17		1,95	-5,59
10-11	5,95	4,17		1,78	-7,37
11-12	6,12	4,17		1,95	-9,32
12-13	5,35	4,17		1,18	-10,50
13-14	5,35	4,17		1,18	-11,68
14-15	5,50	4,17		1,33	-13,01
15-16	5,74	4,17		1,57	-14,59
16-17	5,83	4,17		1,66	-16,25
17-18	5,67	4,17		1,51	-17,75
18-19	5,26	4,17		1,09	-18,85
19-20	4,59	4,17		0,42	-19,27
20-21	4,09	4,17	0,08		-19,19
21-22	3,00	4,17	1,17		-18,02

22-23	2,00	4,17	2,17		-15,86
23-24	1,41	4,17	2,75		-13,10

$$V = \frac{(0,42 + 19,27) * 17528}{100} = 3451,26 \text{ m}^3$$

- On prend : $V=3452 \text{ m}^3$
- avec un volume total du réservoir de :

$$V + V_{inc} = 3452 + 120 = 3572 \text{ m}^3 \quad \text{on prend } V = 4000 \text{ m}^3$$

- On impose une cote de trop plein de **191m**
- Mazagran a un réservoir existant de **1000m³** donc on est besoins d'un autre réservoir de **3000m³**.

➤ **Dimensionnement du réservoir R3000m³ de MAZAGRAN :**

On pose: $h = 6 \text{ m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 3000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 25,24 \text{ m, on prend : } D = 26 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 3000}{3,14 * 26^2} \Rightarrow h = 5,65 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV.5})$$

$$\text{AN: } S = \frac{3000}{5,65} \Rightarrow S = 531 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{IV.6})$$

H : hauteur totale du réservoir (m).



R : revanche (m).

On prend: R = 0,35 m

AN: $H = 5,65 + 0,35 \Rightarrow \mathbf{H = 6\ m}$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule: $h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m).

AN : $h_{inc} = \frac{120}{531} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,23\ m}$

VI.4.3- Chambre de raccordement 5: le couloir de Hassi Mamèche-Ouréah

a)-Calcul du volume de Réservoir de distribution d'Ouréah :

Ce réservoir assure le stockage des eaux viennent de chambre de raccordement N°=5 pour les distribuer vers les deux agglomérations Ouréah, son volume est calculé comme montre le Tableau suivant :

Tableau IV. 3: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouréah

heures	Consommation d'eau en %	Alimentation en eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau dans le réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1,00	4,17	3,17		-5,95
1-2	1,00	4,17	3,17		-2,78
2-3	1,00	4,17	3,17		0,39
3-4	1,00	4,17	3,17		3,56
4-5	2,00	4,17	2,17		5,73
5-6	3,00	4,17	1,17		6,90
6-7	5,00	4,17		0,83	6,07
7-8	6,50	4,17		2,33	3,74
8-9	6,50	4,17		2,33	1,33
9-10	5,50	4,17		1,33	0,00
10-11	4,50	4,17		0,33	-0,33
11-12	5,50	4,17		1,33	-1,66
12-13	7,00	4,17		2,83	-4,49
13-14	7,00	4,17		2,83	-7,32
14-15	5,50	4,17		1,33	-8,65
15-16	4,50	4,17		0,33	-8,98
16-17	5,00	4,17		0,83	-9,81
17-18	6,50	4,17		2,33	-12,14
18-19	6,50	4,17		2,33	-14,47
19-20	5,00	4,17		0,83	-15,30
20-21	4,50	4,17		0,33	-15,63

21-22	3,00	4,17	1,17		-14,46
22-23	2,00	4,17	2,17		-12,29
23-24	1,00	4,17	3,17		-9,12

$$V = \frac{(6,9 + 15,63) * 1243}{100} = 278m^3$$

- On prend : $V=280 m^3$ avec un volume total du réservoir de

$$V+V_{inc}=280+120=400m^3$$

Remarque :

Le réservoir existant au niveau de Ouréah est de $400m^3$ de cote de trop plein **121 m**, Donc il est suffisant pour satisfaire la demande de cette agglomération.

b)- Calcul du volume de Réservoir de distribution de Hassi Mamèche:

Ce réservoir assure le stockage des eaux viennent de chambre de raccordement N°=5 pour les distribuer vers les deux agglomérations Hassi Mamèche, son volume est calculé comme montre le Tableau suivant.

Tableau IV. 4: Evaluation du volume résiduel du réservoir Hassi Mamèche

heures	Consommation d'eau en %	Alimentation en eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau dans le réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1,50	4,17	2,67		8,85
1-2	1,50	4,17	2,67		11,52
2-3	1,50	4,17	2,67		14,19
3-4	1,50	4,17	2,67		16,86
4-5	2,50	4,17	1,67		18,53
5-6	3,50	4,17	0,67		19,20
6-7	4,50	4,17		0,33	18,87
7-8	5,50	4,17		1,33	17,54
8-9	6,25	4,17		2,08	15,46
9-10	6,25	4,17		2,08	13,38
10-11	6,25	4,17		2,08	11,30
11-12	6,25	4,17		2,08	9,22
12-13	5,00	4,17		0,83	8,39
13-14	5,00	4,17		0,83	7,56
14-15	5,50	4,17		1,33	6,24
15-16	6,00	4,17		1,83	4,41
16-17	6,00	4,17		1,83	2,58
17-18	5,50	4,17		1,33	1,25
18-19	5,00	4,17		0,83	0,33
19-20	4,50	4,17		0,33	0
20-21	4,00	4,17	0,17		0,17
21-22	3,00	4,17	1,17		1,34

22-23	2,00	4,17	2,17		3,51
23-24	1,50	4,17	2,67		6,18

$$V = \frac{(19,20) * 8698}{100} = 1670,02 \text{ m}^3$$

- On prend : $V=1670 \text{ m}^3$ avec un volume total du réservoir de

$$V+V_{inc}=1670+120=1790\text{m}^3 \text{ On prend } V=1800\text{m}^3$$

- On impose une cote de trop plein de **193,5m**

Remarque :

Le réservoir existant à Hassi Mamèche est de **R1000** de cote de trop plein **193.5 m**, donc on doit projeter un autre réservoir de **1000m³** pour satisfaire la demande.

➤ **Dimensions du réservoir R1000 de Hassi Mamèche :**

On pose: $h = 6 \text{ m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 14,57 \text{ m, on prend : } D = 15 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 1000}{3,14 * 15^2} \Rightarrow h = 5,66 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV.5})$$

$$\text{AN: } S = \frac{1000}{5,66} \Rightarrow S = 176,62 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{IV.6})$$

H : hauteur totale du réservoir (m).



R : revanche (m).

On prend: $R = 0,34$ m

AN: $H = 5,66 + 0,34 \Rightarrow \mathbf{H = 6\ m}$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule: $h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m).

AN : $h_{inc} = \frac{120}{132,67} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,9\ m}$

VI.4.5- Chambre de raccordement N° 6: le couloir d'Ain Nouissy- Stidia

a)-Calcul du volume de Réservoir de distribution d'Ain Nouissy:

Ce réservoir assure le stockage des eaux viennent de la chambre de Raccordement N°=6 pour les distribuer vers l'agglomération de Ain Nouissy, son volume est calculé comme montre le Tableau suivant.

Tableau IV.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ain Nouissy

heures	Consommation d'eau en %	Alimentation en eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau dans le réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1,50	4,17	2,67		-9,94
1-2	1,50	4,17	2,67		-7,26
2-3	1,50	4,17	2,67		-4,59
3-4	1,50	4,17	2,67		-1,92
4-5	2,50	4,17	1,67		-0,25
5-6	3,50	4,17	0,67		0,33
6-7	4,50	4,17		0,33	0,00
7-8	5,50	4,17		1,33	-1,33
8-9	6,25	4,17		2,08	-3,41
9-10	6,25	4,17		2,08	-5,49
10-11	6,25	4,17		2,08	-7,57
11-12	6,25	4,17		2,08	-9,65
12-13	5,00	4,17		0,83	-10,48
13-14	5,00	4,17		0,83	-11,31
14-15	5,50	4,17		1,33	-12,64
15-16	6,00	4,17		1,83	-14,47
16-17	6,00	4,17		1,83	-16,30
17-18	5,50	4,17		1,33	-17,63
18-19	5,00	4,17		0,83	-18,46
19-20	4,50	4,17		0,33	-18,79
20-21	4,00	4,17	0,17		-18,62

21-22	3,00	4,17	1,17		-17,45
22-23	2,00	4,17	2,17		-15,28
23-24	1,50	4,17	2,67		-12,61

$$V = \frac{(0,33 + 18,79) * 7297}{100} = 1395,19m^3$$

- On prend : $V=1400 m^3$
- avec un volume total du réservoir de :

$$V+V_{inc}=1400+120=1520 m^3$$

- On impose une côte de trop plein de **161.5m**

Remarque :

Le réservoir existant au niveau de Ain Nouissy est de **2000m³** de cote de trop plein **161.5 m**, Donc il est suffisant pour satisfaire la demande de cette agglomération.

b)- Calcul du volume de Réservoir de distribution de Stidia:

Ce réservoir assure le stockage des eaux viennent de la chambre de Raccordement N°=6 pour les distribuer vers l'agglomération de Stidia, son volume est calculé comme montre le Tableau suivant :

Tableau IV. 4: Evaluation du volume résiduel du réservoir Stidia

heures	Consommation d'eau en %	Alimentation en eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau dans le réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1,00	4,167	3,17		-5,67
1-2	1,00	4,167	3,17		-2,50
2-3	1,00	4,167	3,17		0,67
3-4	1,00	4,167	3,17		3,83
4-5	2,00	4,167	2,17		6,00
5-6	3,00	4,167	1,17		7,17
6-7	5,00	4,167		0,83	6,33
7-8	6,50	4,167		2,33	4,00
8-9	6,50	4,167		2,33	1,67
9-10	5,50	4,167		1,33	0,33
10-11	4,50	4,167		0,33	0,00
11-12	5,50	4,167		1,33	-1,33
12-13	7,00	4,167		2,83	-4,17
13-14	7,00	4,167		2,83	-7,00
14-15	5,50	4,167		1,33	-8,33
15-16	4,50	4,167		0,33	-8,67
16-17	5,00	4,167		0,83	-9,50
17-18	6,50	4,167		2,33	-11,83
18-19	6,50	4,167		2,33	-14,17
19-20	5,00	4,167		0,83	-15,00
20-21	4,50	4,167		0,33	-15,33
21-22	3,00	4,167	1,17		-14,17
22-23	2,00	4,167	2,17		-12,00
23-24	1,00	4,167	3,17		-8,83

$$V = \frac{(7,17 + 15,55) * 3537}{100} = 795,82m^3$$

- On prend : $V=796 m^3$ avec un volume total du réservoir de

$$V+V_{inc}=796+120=916 m^3 \text{ On prend } V=1000m^3$$

- On impose une cote de trop plein de **193,5m**

Remarque :

Il existant deux réservoirs jumelés à Stidia de **R1000 et R400**, Donc ils sont suffisant pour satisfaire la demande de cette agglomération.

IV.6. Equipements des réservoirs [6]

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ;
- ✓ D'une conduite de départ ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre (figure IV.4).

IV.7. Matérialisation de la réserve d'incendie [6]

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à événement.

- ✓ D'une conduite de vidange ;

IV.7.1. Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

IV.7.2. Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un événement et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon



de conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

NB : Dans notre cas, on opte pour le système à évent.

IV.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve [6]

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **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 \cup (figure IV.1).

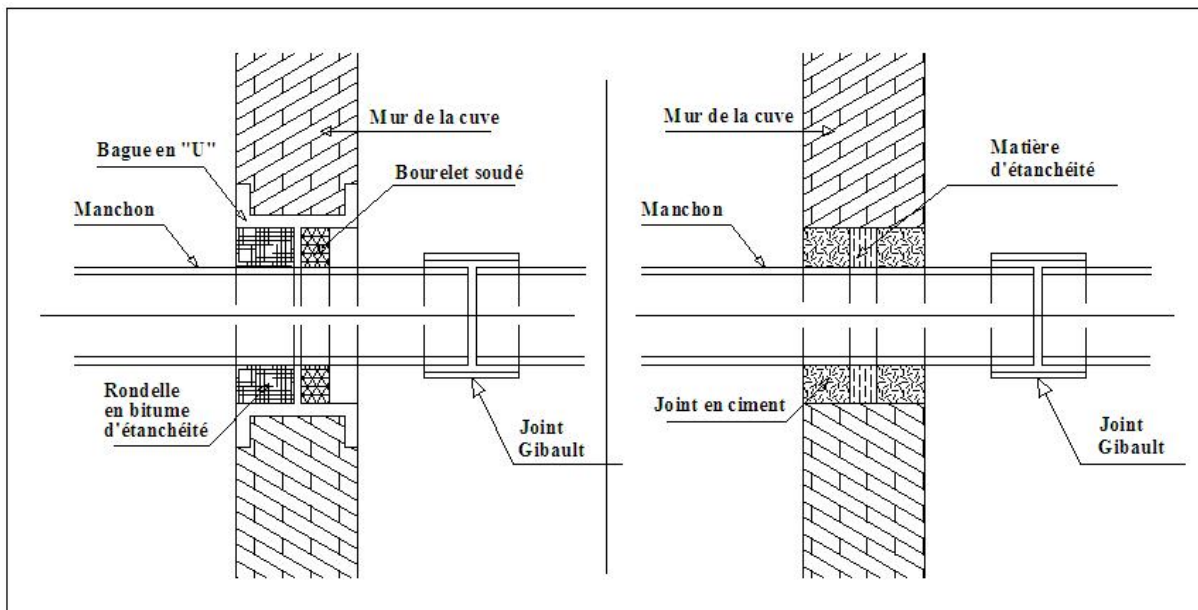


Figure IV.1: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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.2).

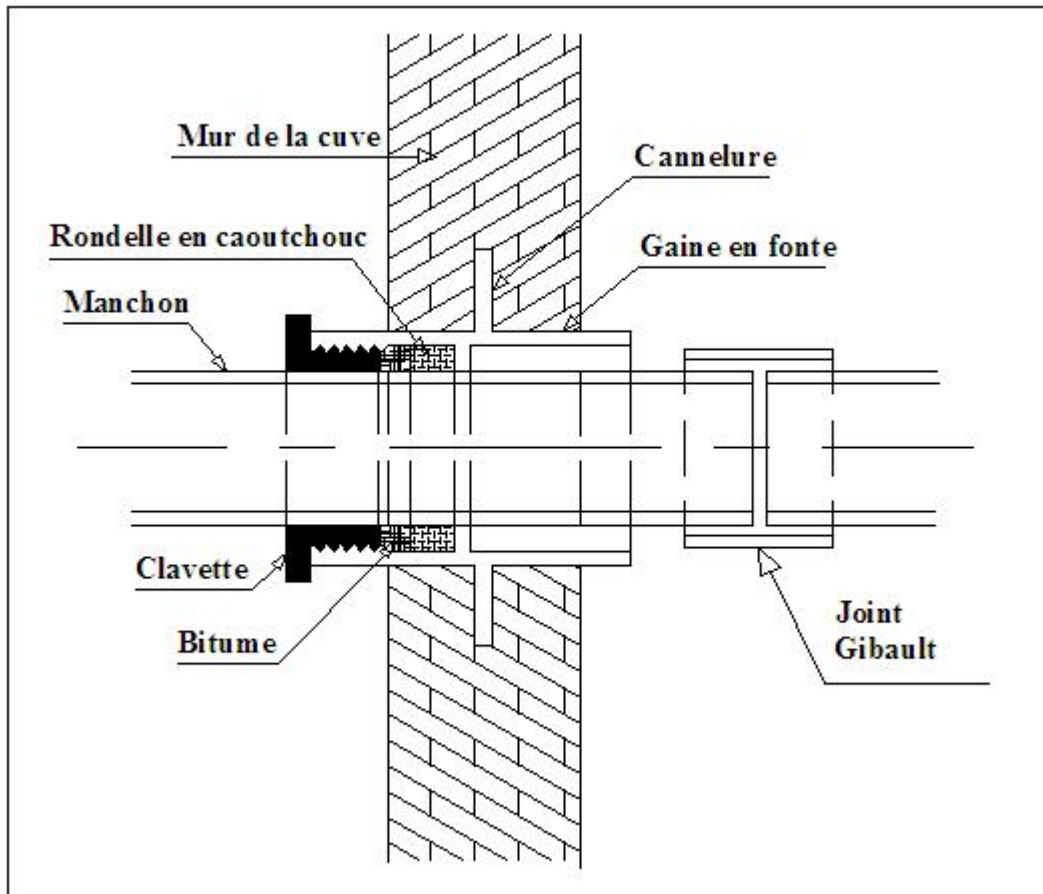


Figure IV.2: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion :

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté six réservoirs répartis comme suit :

- A niveau de MAZAGRAN : un réservoir circulaire semi-enterré de capacité de 3000m^3 .
- Au niveau de Hassi Mamèche: un réservoir circulaire semi-enterré de capacité 1000 m^3 .

Ces réservoirs assureront la distribution et le stockage des eaux vers les agglomérations concernées.



CHAPITRE VI :
PROTECTION DES CONDUITES
CONTRE LE COUP DE BELIER

INTRODUCTION :

Les coups de bélier sont des ondes de suppression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite. Il est très fortement recommandé d'éviter les coups de bélier qui peuvent provoquer des dégâts extrêmement importants, dont ses causes les plus fréquemment répondus sont :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de se robinet vanne sont connue.

VI.1-Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.1.1-Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

VI.1.2-Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.c il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VI.1.3-Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

VI.2-Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

VI.2.1-Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie 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.

VI.2.2-Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

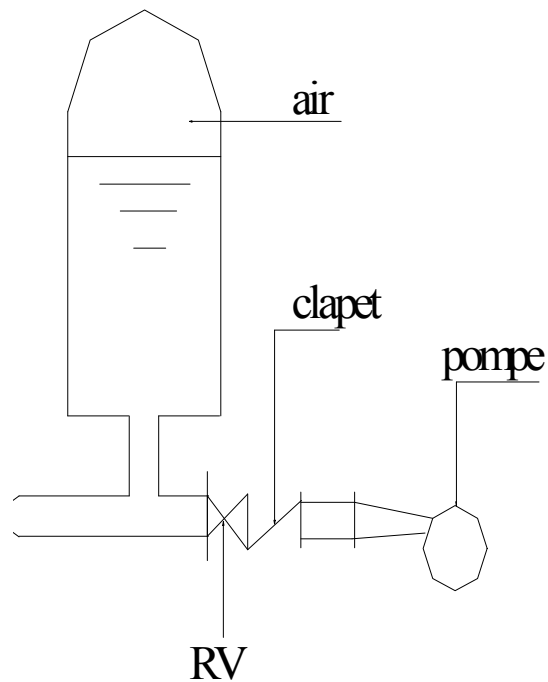


Figure VI-1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

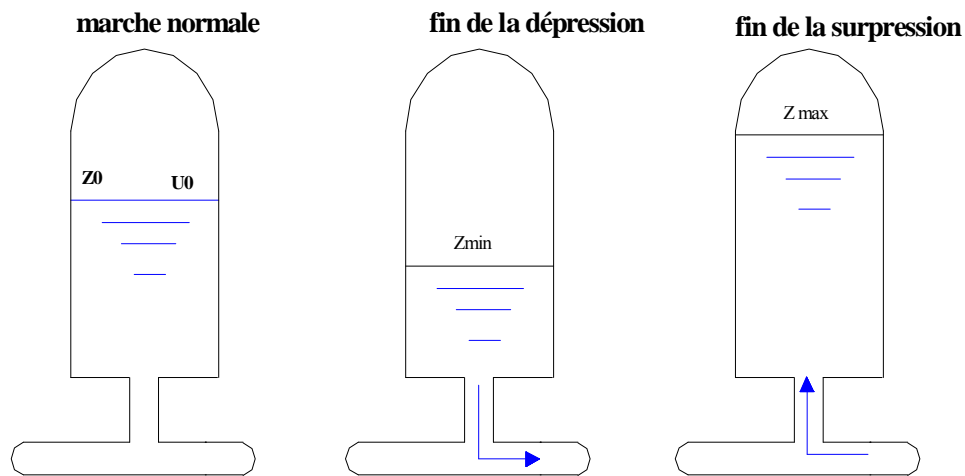


Figure VI-2 : Variation du volume d'air au cours des phases de Fonctionnement du réservoir

VI.2.3-Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de 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 de pompage et raccordée au refoulement.

VI.2.4-Les cheminées 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 mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

VI.2.5- robinet vanne à fermeture lente :

Sont placés à l'extrémité aval des conduites pour éviter la naissance du phénomène.

VI.3-Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis

l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée

entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis

l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps

$\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment

de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$



VI.4- Caractéristiques du coup de bélier pour différentes conduites:

Le tableau suivant donne les caractéristiques des coups de béliers dans différents tronçons

Tableau VI.1 : les caractéristiques des coups de béliers dans différentes conduites

Les adductions	longueurs les (mm)	diamètres les (mm)	épaisseurs les (mm)	célérités les (m/s)
R120000-Le Groupement Urbain de Mostaganem	4658,71	500	45,4	345,97
CR4-réservoir de stockage Mazagran	2284,32	400	36,3	345,88
CR5 -Ouréah	395,59	160	14,6	346,78
CR5-Hassi Mamèche	541,44	315	28,6	345,96
CR6-Stidia	793,64	200	18,2	346,33
CR6-Ain Nouissy	3078,82	315	28,6	345,96

VI.5-choix de moyen de protection :

Tous nos adductions sont gravitaires donc un robinet vanne a fermeture lente est suffisant pour lutter contre les coups de béliers, ainsi qu'il présente le choix le plus économique.

Donc on doit donner les caractéristiques de ces vannes parmi les ses diamètres et ses temps de fermeture comme il est donné dans le tableau suivant.

Tableau VI.2: les caractéristiques des robinets vannes à fermeture lente

Les adductions	Temps de fermeture critique	Diamètres des vannes
R120000-LE Groupement Urbain de Mostaganem	27	500
CR4-réservoir de stockage Mazagran	13	400
CR5 -Ouréah	2	160
CR5-Hassi Mamèche	3	315
CR6-Stidia	5	200
CR6-Ain Nouissy	18	315

Conclusion :

Nous avons étudiés dans ce chapitre les effets nuisibles des coups de béliers et mis en évidence différents moyens de lutter contre ce phénomène, et que l'intégration des robinets vannes à fermeture lente de T_f comme temps de fermeture dans nos systèmes évitent les fortes pressions tel-que :

Si le temps de fermeture est inferieur on aura une surpression importante donc notre conduite est en danger, et si le contraire aucun risque ne se produire.



Chapitre VI : Pose Des Canalisations Et Accessoires

INTRODUCTION

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VI.1. Pose de canalisation

VI.1.1. Principe de pose de canalisations [10]

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèbres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au-dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter



celles qui ont subi des chocs, des fissures, etc., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure VI.1.a).



Figure VI.1.a : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VI.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant [4]

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VI.1.b).

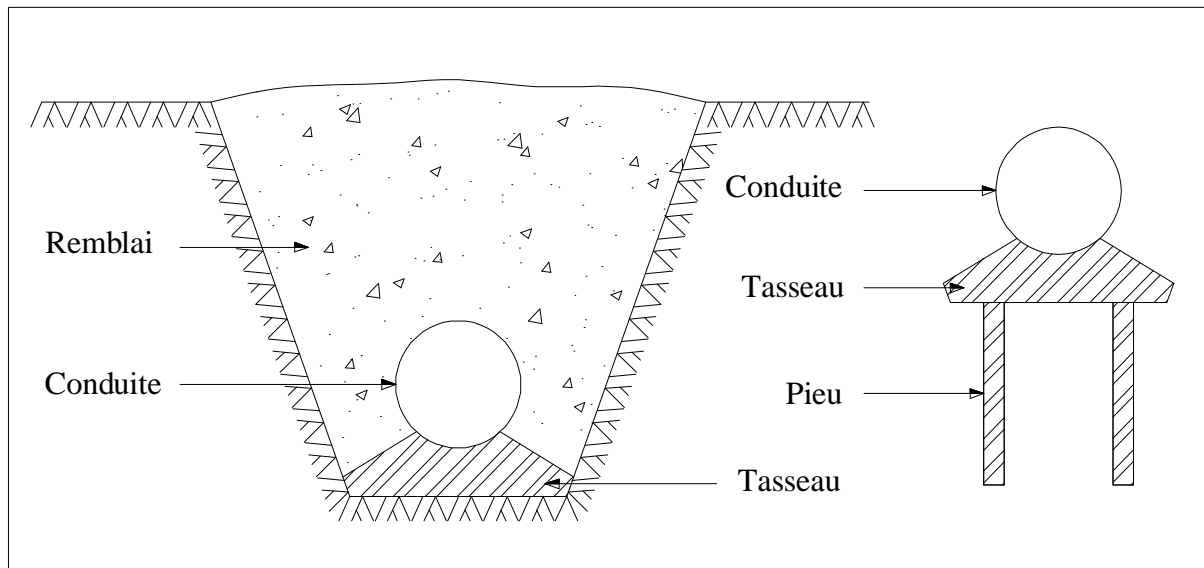


Figure VI.1.b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une pose de canalisation sur les tasseaux et ceci dans les terrains de nature argileuse (voir l'étude géophysique, chapitre III).

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VI.1.c) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (figure VI.1.c).



Figure VI.1.c: Pose de conduites dans un terrain agressif.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une manche en polyéthylène sur des longueurs de part et d'autre du site N°5 de prospection géophysique du tracé de l'adduction par refoulement où la résistivité du sol est inférieure à 1500 Ω .cm.

VI.1.4. Pose de canalisation en galerie [4]

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VI.1.d).

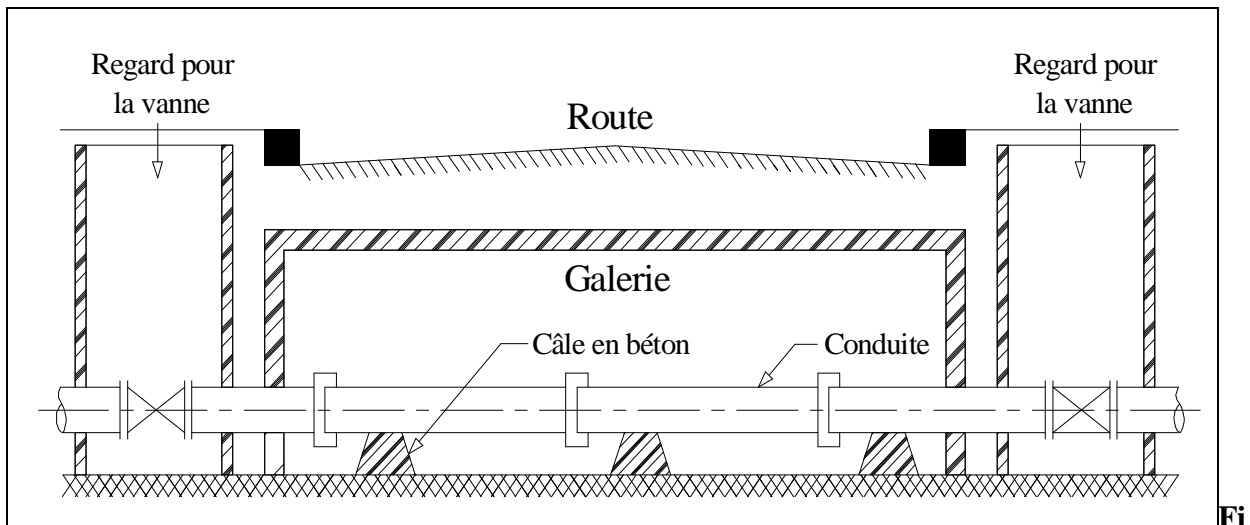


Figure VI.1.d : Pose de canalisation en galerie

VI.1.5. Traversée d'une rivière [4]

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

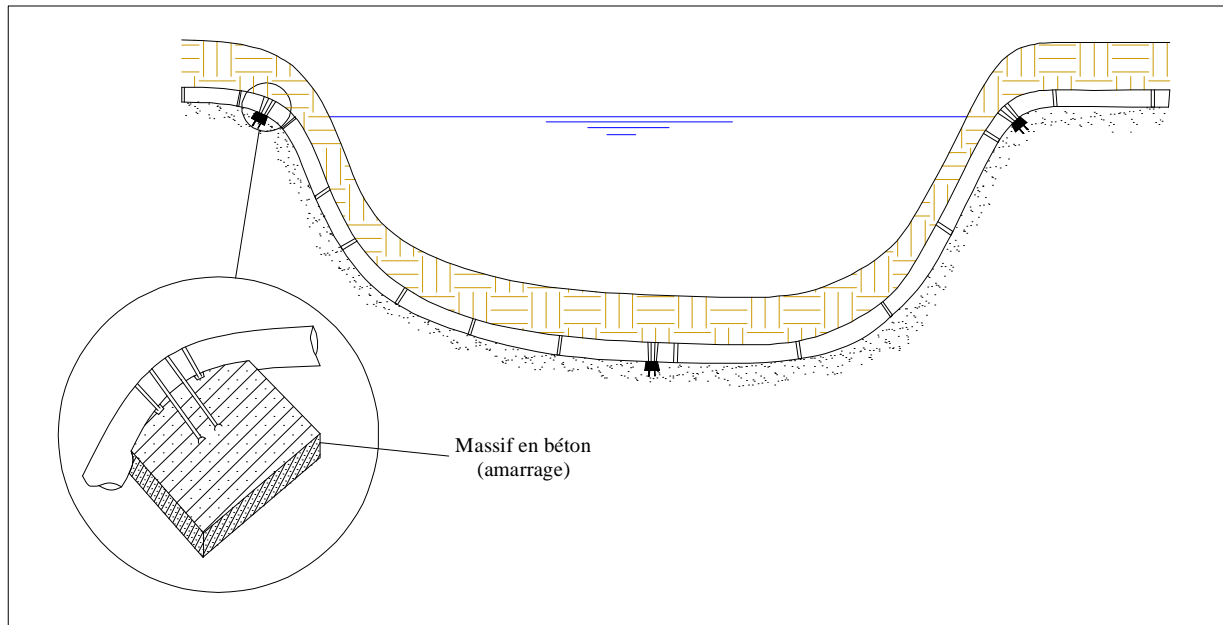


figure VI.1.e: traversée d'une rivière

VI.1.6. Assemblage par emboîtement [10]

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises dans le tableau VI.2.

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture et selon les conseils du tableau VI.1.

Tableau VI.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante

DN	80/100/125	150/200	250	300/350	400/450	500	600	700
Nbre de tuyaux par kg de pâte lubrifiant	59	40	30	24	20	17	13	9

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

Tableau VI.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1°30'	155	89
1000	155	89	1°30'	155	89

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale (voir tableau VI.2)

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) [5]

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.

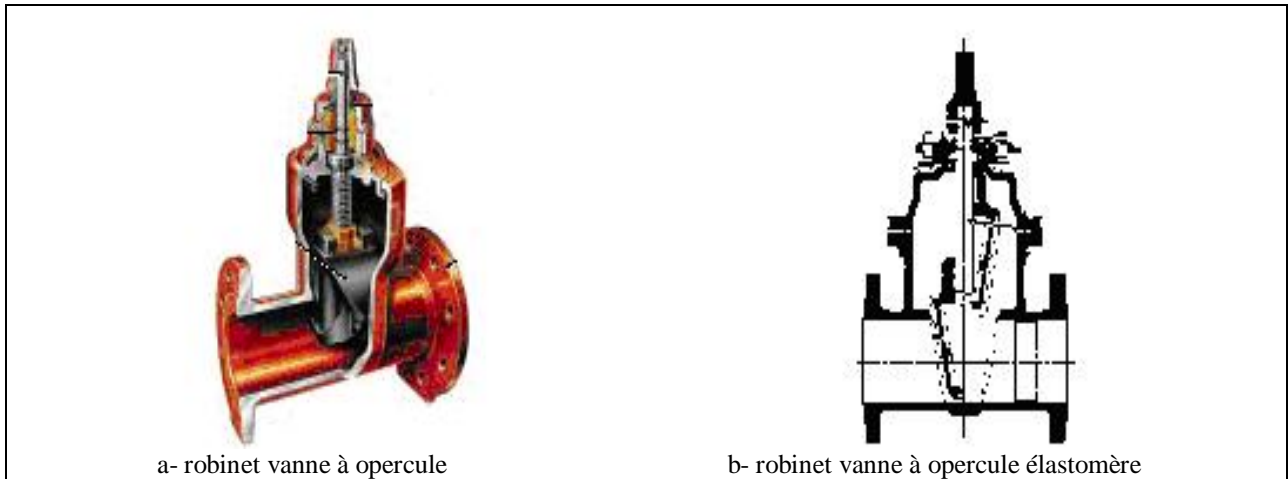


Figure VI.2.a : Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b) Vannes papillons [5]

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 manoeuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

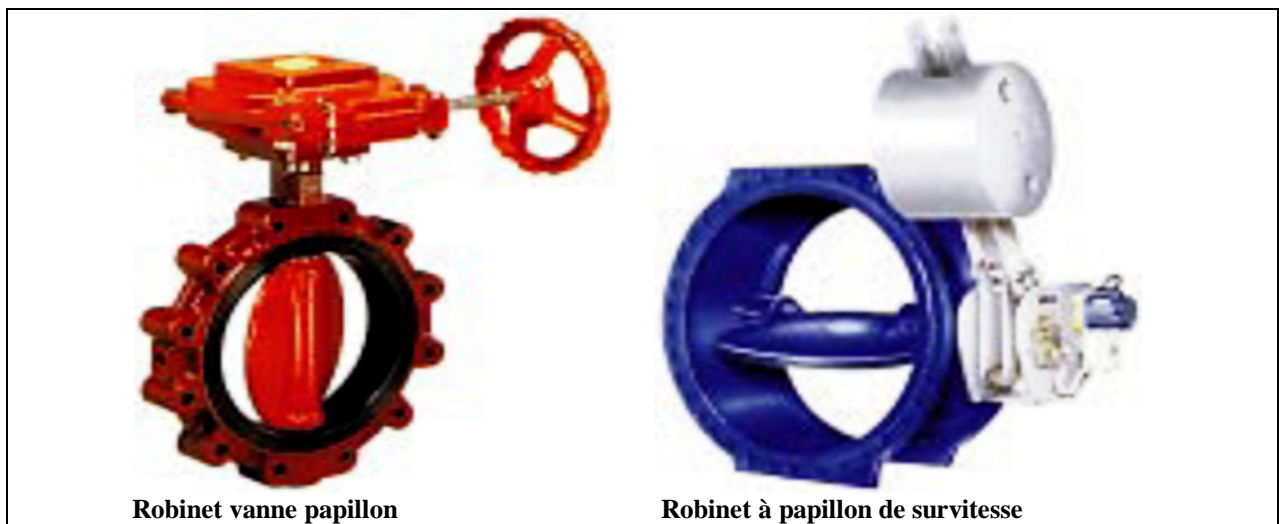


Figure VI.2.b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- 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.

- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VI.2.2. Clapets anti retour [4] [14]

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.

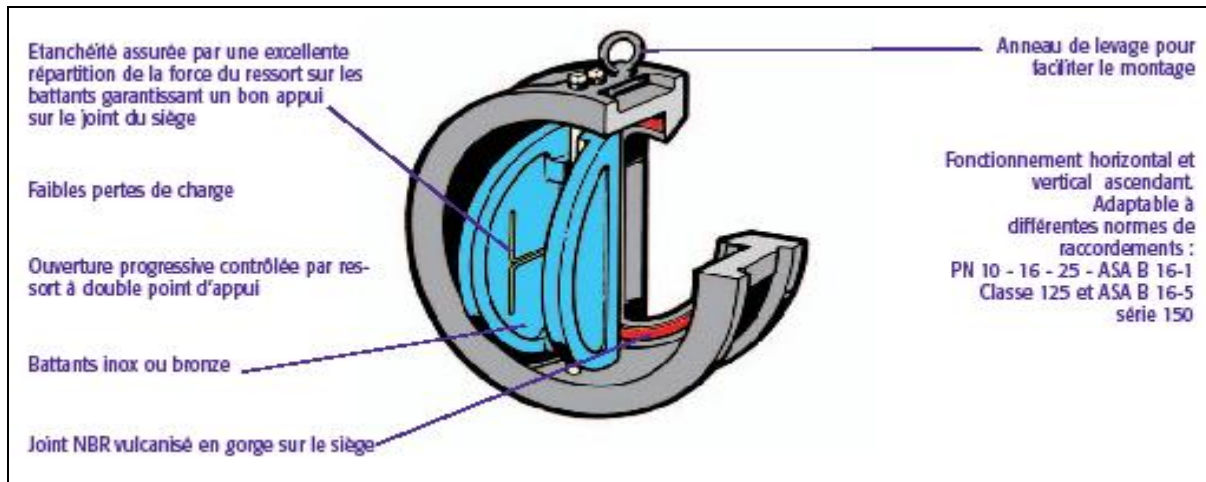


Figure VI.3.a : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

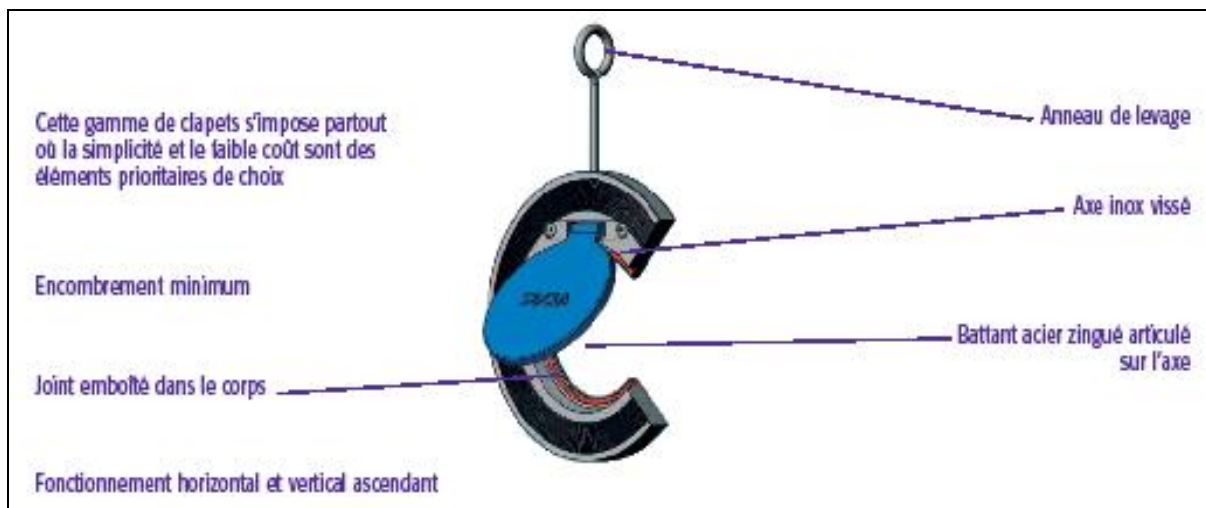


Figure VI.3.b : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

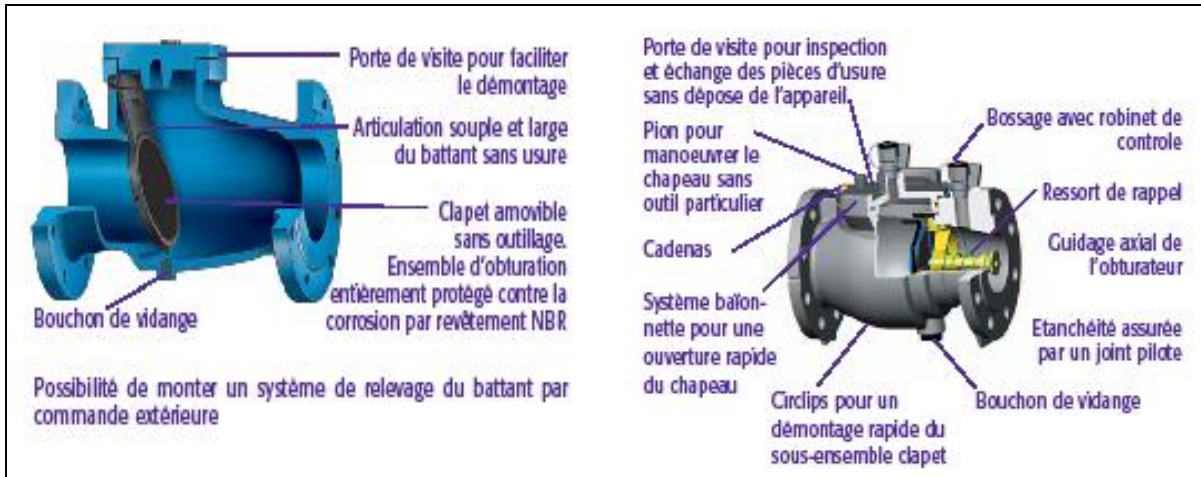


Figure VI.3.c : Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VI.2.3. Ventouses [5]

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

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 (figure VI.4).

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.

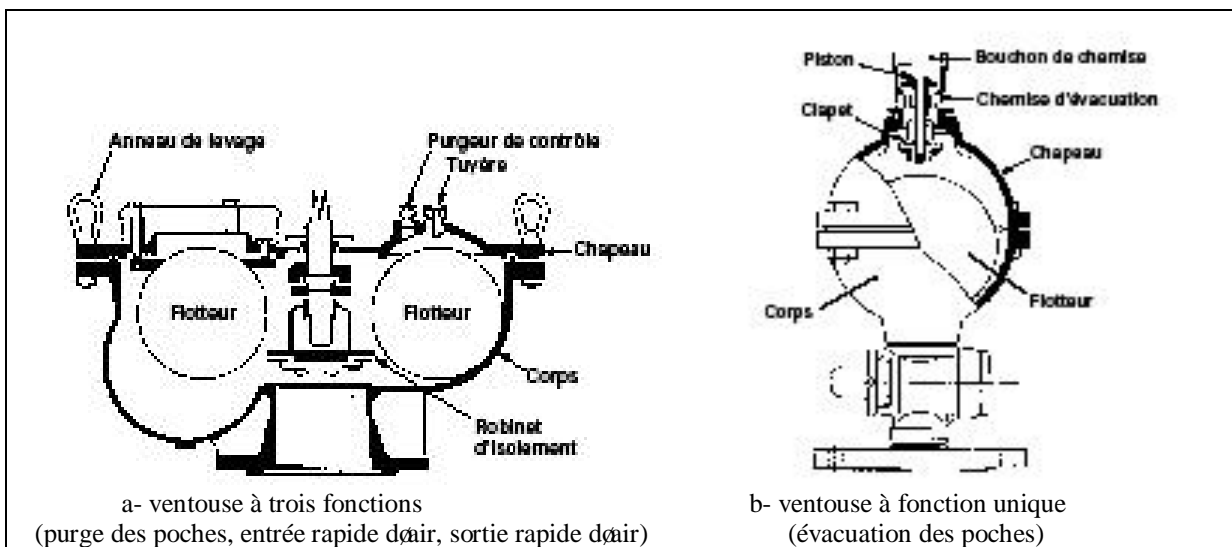


Figure VI.4 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 400 à 500 mm.

VI.2.4. Vannes de décharge [4]

C'est un robinet disposé au point bas du tracé 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.2.5. Moyens anti-bélier [1] [13]

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

a) **Cheminée d'équilibre :** elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

b) **Volant d'inertie :** couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

c) **Soupape de décharge :** Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

d) **Réservoirs d'air :** il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure VI.5).

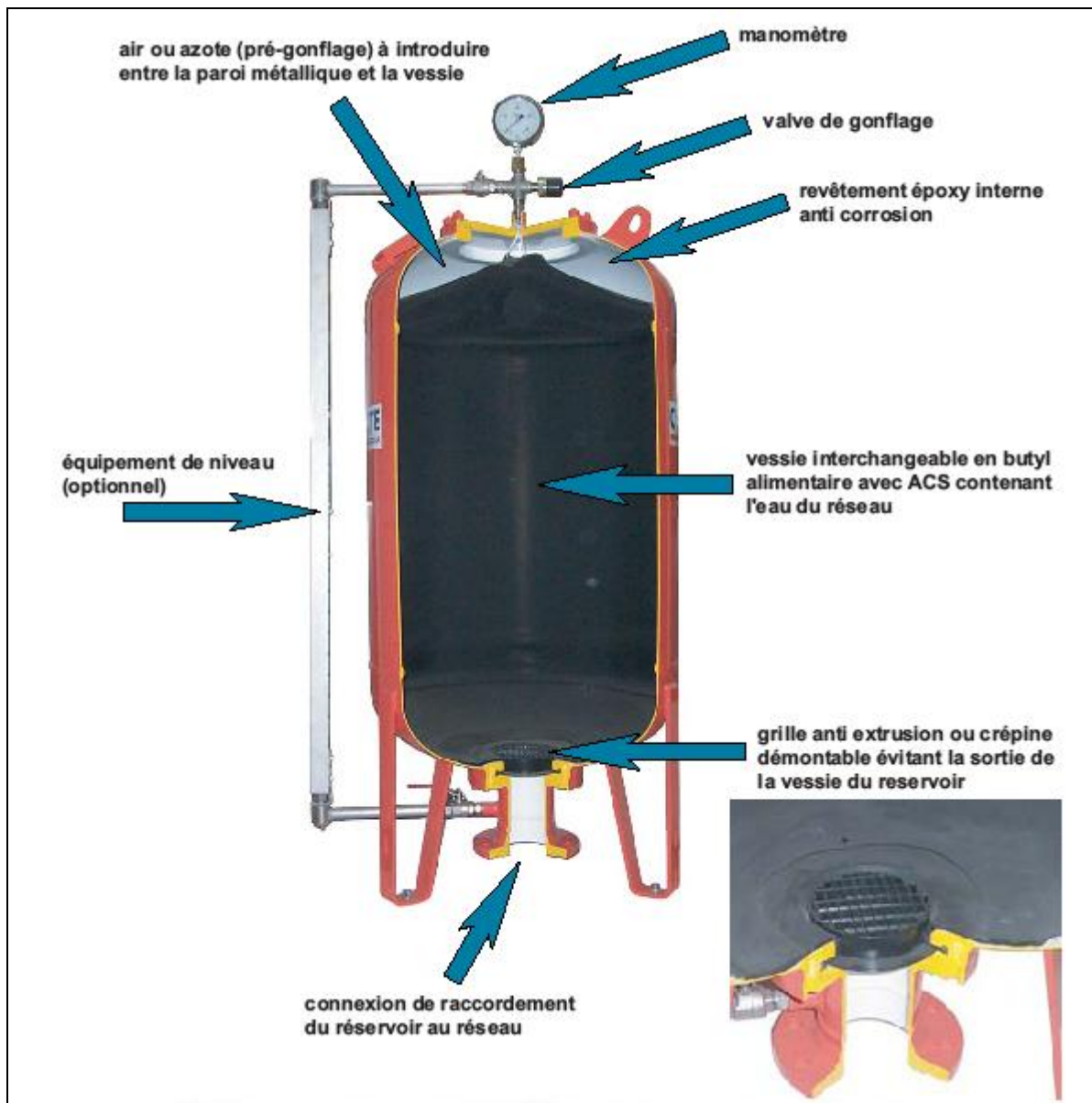


Figure VI.5 : Réservoir anti béliér à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

Remarque :

Dans notre projet, les réservoirs d'air s'imposent comme moyen anti béliér grâce à leurs avantages et feront l'objet de la deuxième partie du chapitre VII.

VI.2.6. By-pass [4]

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manoeuvre 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.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VI.2.7. Poteaux d'incendie [4]

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

VI.2.8. Crépines [8]

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Remarque :

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

VI.2.9. Déversoirs de trop plein

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme de tonnoir dimensionné.

VI.2.10. Joints de raccordement [5]

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont (figure VI.6.a) :

- ✓ le joint express (verrouillé ou non) ;
- ✓ le joint standard (verrouillé ou non) ;
- ✓ les joints automatiques verrouillés ;
- ✓ 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.

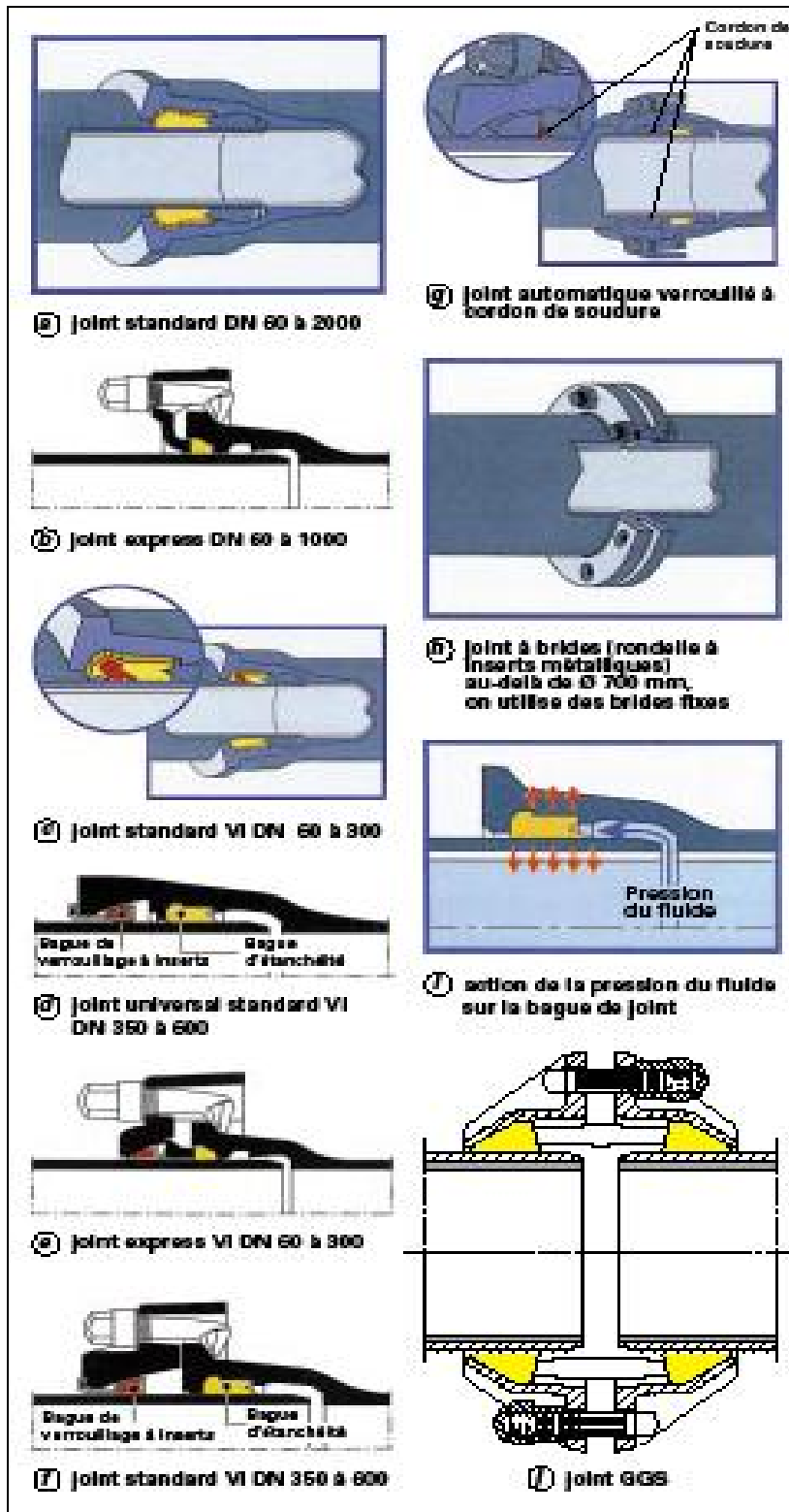


Figure VI.6.a : joints pour canalisations en fonte

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5° (figure VI.6.b).



Figure VI.6.b : Déviation angulaire

VI.2.11. Organes de mesure [4]

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VI.7). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

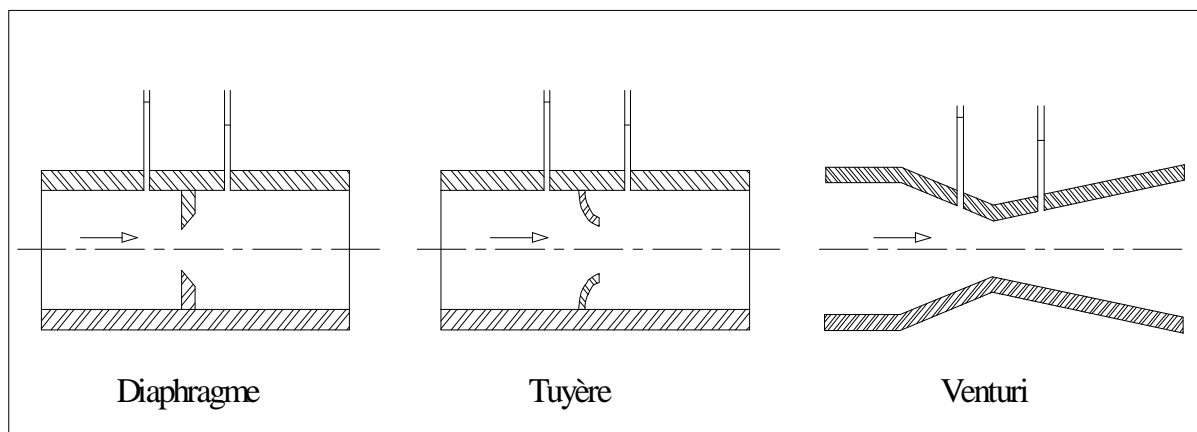


Figure VI.7 : Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- 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 (figure VI.8).

- manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure VI.8 : Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

Dans notre cas, où les trois installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

VI.3. Organes de raccordement [4]

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.

VI.3.1. Coudes

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$),

$\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

VI.3.2. Cônes

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

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

VI.3.3. Tés

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

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

VI.3.4. Joints de démontage

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

Conclusion

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique (voir figure V.1.a), étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

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

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.



Chapitre VII :

Organisation De Chantier

INTRODUCTION

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil.

Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, des travaux des ports, en plus l'exécution des ouvrages d'art et des bâtiments.

Actuellement, les tendances principales du développement des machines de construction et de terrassement sont le changement de la transmission hydraulique et l'augmentation de la puissance ou de la capacité des machines, et leur mécanique est plus en plus complexe.

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis

VII.1- Les actions reçus par les conduites:

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai
- La pression résultant des charges roulantes
- La pression résultant des charges permanentes de surface
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le poids propre de l'eau véhiculée
- Le tassement différentiel du terrain
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Action des racines des arbres
-

VII.2- Exécution des travaux:

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblai des tranchées
-

VII.2.1- Vérification, manutention des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

VII.2.2- Décapage de la couche de terre végétale ou goudron

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

VII.2.3- Excavation des tranchées:

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).

Protéger la canalisation contre le gel.

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

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

- La profondeur de la tranchée (H) ;
- La longueur de la tranchée (b) ;
- Distance de la cavalière.
-

VII.2.3.1-calcul de la largeur de tranchée :

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule :

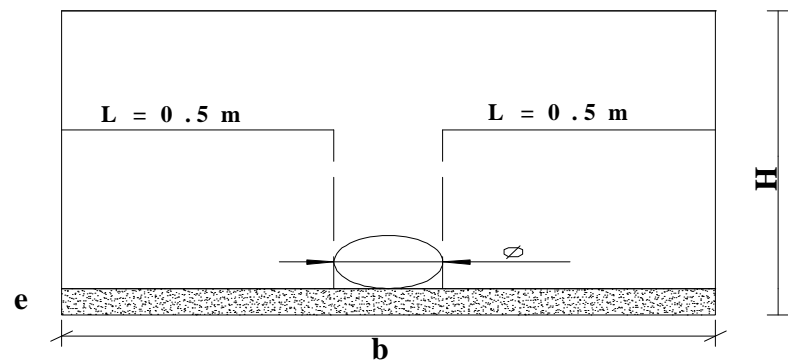
$$b = (L * 2) + \emptyset$$

Où :

b : Largeur de la tranchée (m);

\emptyset : Diamètre de la conduite (m).

L : la distance entre la conduite et le fruit de talus =0.5m



Avec

H : la profondeur de la tranchée

e : l'épaisseur du lit de sable

VII.2.3.2-calcul de la profondeur de tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

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

- Profondeur de la tranchée « H »
- Largeur de la tranchée « b »

$$H = e + \varnothing + h \quad (\text{m})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

Ø : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

VII.2.4-Aménagement du lit de sable :

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12%de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire :
Exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

VII.2.5-Pose de canalisation: [10]

VII.2.5.1-Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

VII.2.5.2- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

VII.2.5.3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2/ Cas d'un terrain mouillé :

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

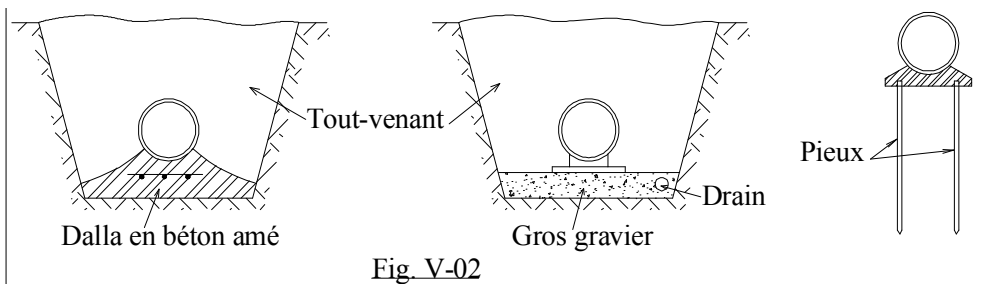


Fig. VII-01: Pose de conduite dans mauvais terrain.

VII.2.5.4- Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

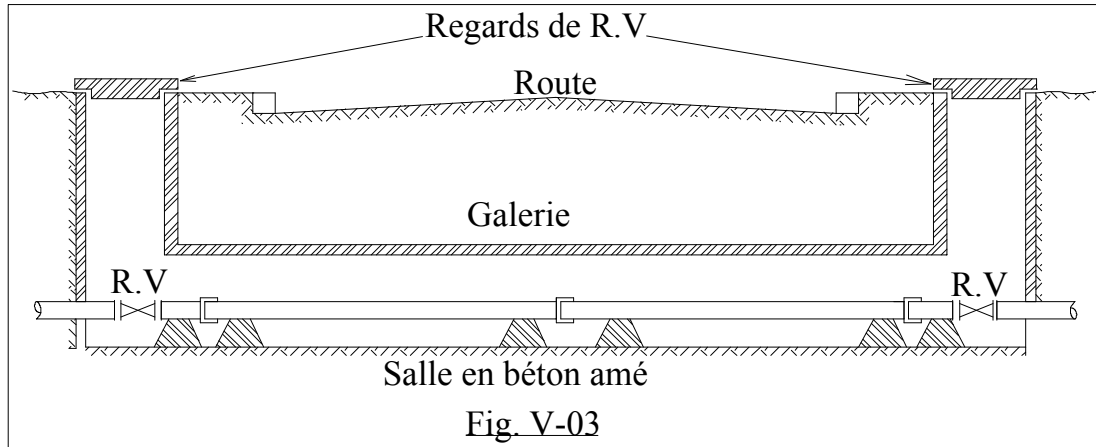


Fig. VII-02 : Pose de canalisation en galerie.

VII.2.5.5-Traversées des routes

En raison des charges qui peuvent causées des ruptures, et par conséquents des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route. Il sera donc prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

Dans les changements de direction, et dans les branchements, il y a lieu tendance, sur la poussée exercée par l'eau

Emboîtement des joints (réseau de distribution) ou à la rupture de soudures (adductions).

On prévoit donc la construction des butées en béton qui s'opposeront à ces efforts.

VII.2.5.6-Traversée d'une rivière ou oued :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans la cas ou le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout- venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

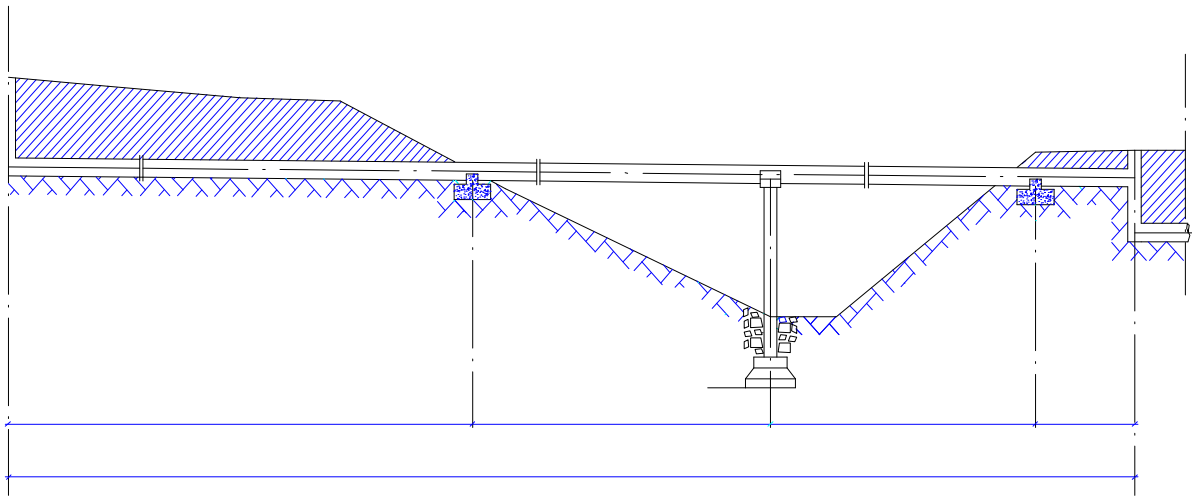


Fig. VII-03 : la traversé d'une rivière ou oued

VII.2.6-Essai sur la canalisation en place

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

La pression d'essai sera égale a la pression a laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%)

La durée d'essai est d'au moins 30 min

La variation de pression devra être supérieure a 0.2 bar

VII.2.6.1-L'essai des joints et canalisations principales :

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quant elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

VII.2.7-Remblaiement des tranchées:

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au –dessus de l'assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu'à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

$$V_r = V_d \cdot \phi [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

V_d : Volume du déblai en (m³)

V_{cdt} : Volume occupée par la conduite

V_{cv} : Volume de la couche végétale

V_{ls} : Volume du lit de sable

VII.2.8-Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

VII.3-Choix des engins :

VII.3.1-Engin Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VII.4: Pelle équipée en rétro

VII.3.2- l'engin Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VII-5: Chargeur

VII.4- Calcul du volume de terrassements :

VII.4.1- Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau VII-1 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur de la tranchée b(m)	la profondeur h (m)	Volume de la couche végétale (m ³)
700	9317.42	1.30	1.60	3634
450	2284,32	1,05	1.35	720
350	121	0.95	1.25	35
300	3620.3	0.90	1.20	978
200	793,64	0.8	1.1	191
160	395,59	0.8	1.1	225
Total				5783

Donc le volume total de la couche végétale : $V_s=5783 \text{ m}^3$

VII.4.2-Calcul du volume de déblai :

D'après la figure IX-1 la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b * H$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.5 * 2) + (\emptyset * N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

$$\text{Donc } b = 1 + \emptyset$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII-2

Tableau VII-2 : calcul du volume de déblai pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de déblai (m ³)
700	9317.42	1.30	15746
450	2284,32	1.05	2518
350	121	0.95	109
300	3620.3	0.90	2932
200	793,64	0.8	508
160	395,59	0.8	15746
Total			21814

Donc le volume total de déblai : $V_d=21814m^3$.

VII.4.3-calcul du volume de lit de sable :

Ce lit correspond a une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule suivante

$$S = e * b * L$$

Tableau VII-3 : calcul du volume de sable pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'axe tranchée b :(m)	Volume de sable (m ³)
700	9317.42	1.30	1211
450	2284,32	1.05	240
350	121	0.95	11
300	3620.3	0.90	326
200	793,64	0.8	63
160	395,59	0.8	1211
Total			1852

Donc le volume total du lit de sable : $V_s=1852m^3$

VII.4.4-Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit a partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : Volume du déblai (m³) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occuper par la conduite (m³) ; $V = L * \frac{\pi * \theta^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

θ : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau VIII.4.

Tableau VII-4: calcul du volume de remblai pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'one tranchée b (m)	Volume de déblai (m ³)	Volume de sable (m ³)	Volume occupé par la conduite (m ³)	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume du remblai (m ³)
700	9317.42	1.30	15746	1211	3584	3634	14585
450	2284,32	1.05	2518	240	363	720	2635
350	121	0.95	109	11	12	35	121
300	3620.3	0.90	2932	326	256	978	3328
200	793,64	0.8	508	63	25	191	611
160	395,59	0.8	15746	1211	4239	225	10521
Total			21814	1852	3584	5783	22161

Donc le volume total du remblai : $V_r = 22161 \text{ m}^3$

VII-4-5 : Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

Tableau VII-5: calcul du volume excédentaire pour les adductions

Volume de déblai (m ³)	Volume du sol foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
15746	19525,04	4890,04	14635
2518	3122,32	130,32	2992
109	135,16	-8,84	144
2932	3635,68	-414,32	4050
508	629,92	-147,08	777
15746	19525,04	13018,04	6507
21814	27049,36	2689,36	24360

Donc le volume total excédentaire : $V_r=24360m^3$

Tableau VII-6: Le volume Total des travaux pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume de déblai (m ³)	Volume de sable (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
700	9317.42	3634	15746	1211	4890,04	14635
450	2284,32	720	2518	240	130,32	2992
350	121	35	109	11	-8,84	144
300	3620.3	978	2932	326	-414,32	4050
200	793,64	191	508	63	-147,08	777
160	395,59	225	15746	1211	13018,04	6507
Total		5783	21814	1852	2689,36	24360

VII.5-Devis estimatif :**Tableau VII-7:** Volumes et coût des travaux total

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m ³	5783	200	1156600
2	Déblai	m ³	21814	300	6544200
3	Lit de sable (sable)	m ³	1852	800	1481600
4	Remblai compacté	m ³	2689,36	400	1075744
5	Conduite	mL	16136,68	800	12909344
6	Volume excédentaire	m ³	24360	160	3897600
				Total	27 065 088
				TVA 17%	4601064,96
				TTC	31666152,96

VII.6 : Planification des travaux:

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- B. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- C. Aménagement du lit de pose.
- D. La mise en place des canalisations en tranchée.
- E. Assemblage des tuyaux.
- F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- G. Remblai des tranchées.
- H. Travaux de finition.

Tableau VII.8 : détermination de chemin critique.

OPERATION	TR	DP	DFP	DPP	DFPP	MT
A	15	0	15	0	15	0
B	75	15	90	15	90	0
C	25	90	115	90	115	0
D	25	90	115	90	115	0
E	20	90	110	95	115	5
F	20	115	135	115	135	0
G	30	135	165	135	165	0
H	20	165	185	165	185	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finissement au plutôt.

DPP: date de commencement au plu tard

DFPP : date de finissement au plu tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-F-G-H $\sum TR = 185$ jours

A-B-C-D-G-H

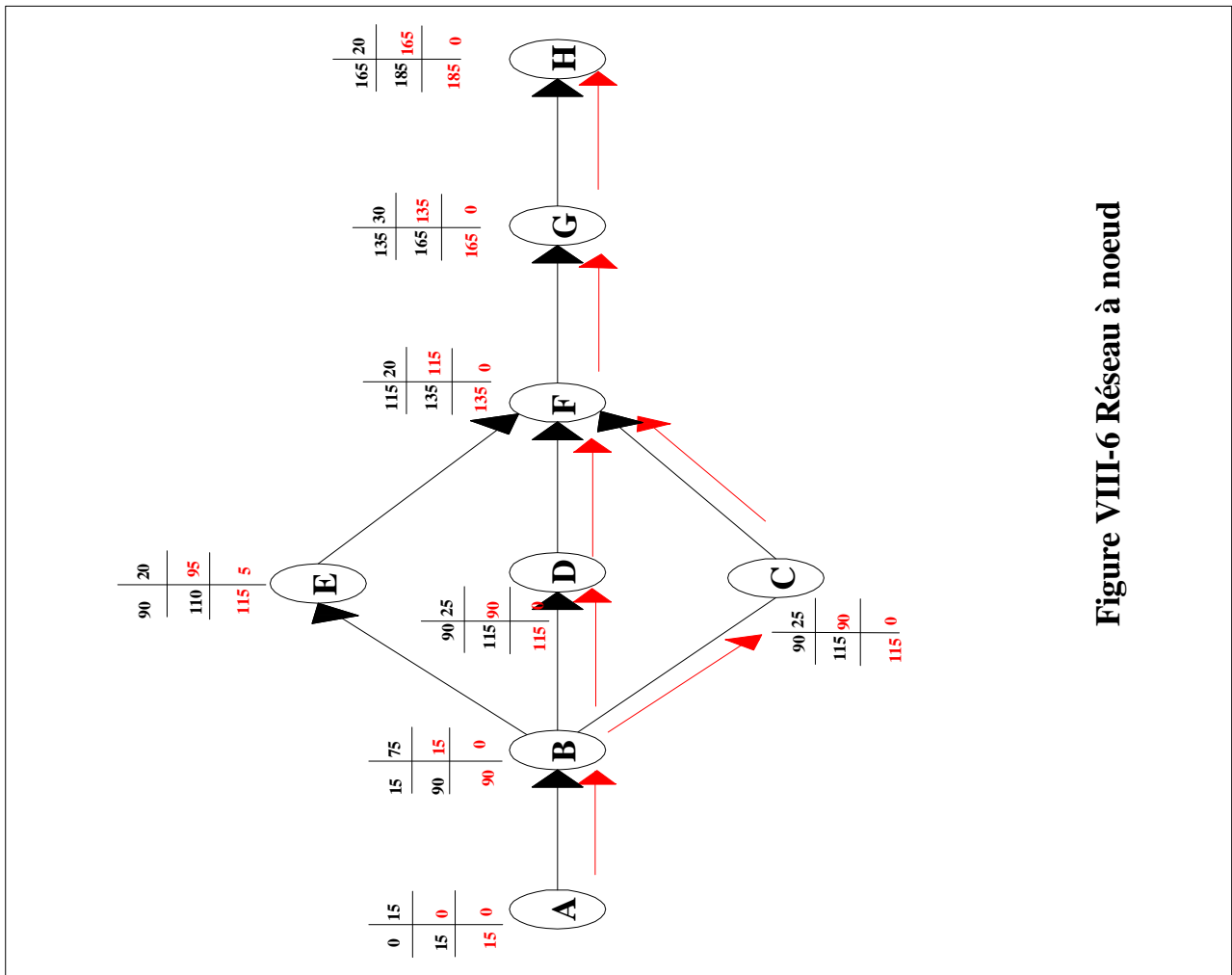


Figure VIII-6 Réseau à noeud

Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.

la planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.



Chapitre VIII : Protection Et Sécurité De Travail

INTRODUCTION

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

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

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux effectués tel que :

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

VIII.1- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VIII.1.1- Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
 - La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.

- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.1.2- Facteurs matériels :

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

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

VIII.2- Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.

- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.3- Liste des actions dangereuses :

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

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

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

VIII.4.2-Autres protections :

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

VIII.4.3-Protection collective :

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

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

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

VIII.4.3.2-Engin de levage :

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

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

VIII.4.3.3-Appareillage électrique :

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

VIII.5-organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées.

Le contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
 - Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
 - Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs ;

Protection des yeux ;

Protection du tronc ;

Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

Conclusion:

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

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

Par conséquent, il y a lieu de signaler que lors des travaux de construction du Barrage prise de Cheliff (complexe MAO), l'entreprise chargée de réalisation a perdu 06 ouvriers par accidents de travail sur chantier.

Donc la protection et la sécurité de travail est impératives dans les grands chantiers.

::



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Les données :

[1] : Schéma directeur des ressources en eau de la wilaya de Mostaganem.

[2] : Avant-projet détaillé

Lot 3 : Adduction du couloir Mostaganem- Arzew-Oran.

[4] : Répartition de la population par commune (Résultat provisoire RGPH 2008)

Donnée par DPAT de Mostaganem.

[5] : programme de distribution d'eau potable actuel (Année 2008).

Source ADE de Mostaganem.

Les livres :

[6] : B.SALAH 'cours d'AEP' cinquième Année P(11 , 27, 29, 72, 78)

[7] : Hydraulique Urbain

Tome 2 : ouvrage de transport élévation et distribution des eaux ANDRE DUPONT

[8] : H.GODART « TECHNIQUES DE L'EAU »

Eddition T1 PC5195 -10-16-18-25

-exercice de mécanique des fluides

MICHEL A.MOREL.

WWW.EWAONLINE.DE

[9]Hydraulique générale et appliquée Edition Eyrolle M.CARLIER

Les Annexes :

1)-ABAQUE DE VITESSES LIMITES ET DEBITS LIMITES.

2)-Méthode de calcul des pertes des charges faite par M^r : AYADI ABDERAHMENE et publié par l'association EUROPEEN DES EAUX.

Les thèses consultées :

Bouziane Fatima
Alouache Djamel
Mouloud Boukaka

Khelifa Mustapha
Saidi Hayet
Hadj Youcef Ismail