

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage

THEME :

Dimensionnement de la conduite du transfert des eaux du barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba pour l'irrigation du périmètre ELAmra-ELAbadia

Présenté par :

M^{me} ELOTTRI RAHMA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r T.KHETTAL	M A.A	Président
M^{me} A.AZIEZ	M A.A	Examinatrice
M^{me} D.DJODAR	M A.A	Examinatrice
M^r D.KOLIAI	Ing en chef	Examineur
M^{me} S.LEULMI	M A.A	Examinatrice
M^{me} L.S BAHBOUH	M A.A	Promotrice

Juillet-2012

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage

THEME :

Dimensionnement de la conduite du transfert des eaux du barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba pour l'irrigation du périmètre ELAmra-ELAbadia

Présenté par :

M^{me} ELOTTRI RAHMA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r T.KHETTAL	M A.A	Président
M^{me} A.AZIEZ	M A.A	Examinatrice
M^{me} D.DJODAR	M A.A	Examinatrice
M^r D.KOLIAI	Ing en chef	Examineur
M^{me} S.LEULMI	M A.A	Examinatrice
M^{me} L.S BAHBOUH	M A.A	Promotrice

Juillet-2012

ملخص:

يتم سقي الحقل الزراعي العامرة العبادية مباشرة من واد الشلف عن طريق مياه سد سيدي محمد بن طيبة الذي بدأ بالاشتغال منذ 2006 و من منابع أخرى متواجدة بالمنطقة

حاليا هذه المياه في تناقص بسبب الضخ غير المشروع مما أدى إلى تناقص المساحات المسقية

لهذا ارتئ الديوان الوطني للسقي و صرف المياه لحل هذا المشكل بوضع قناة تحويل مياه سد سيدي محمد بن طيبة إلى محطات الضخ العامرة العبادية من أجل توفير مياه سقيها.

و هذا هو محور دراستنا.

Résumé :

Le périmètre d'ELAmra-ELAbadia est un vieux périmètre irrigué à partir des lâchers du barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba qui à été mis en service en 2006.

En réalité, les volumes des lâchers diminuent fortement tout le long de l'oued à cause des pompages illicites. De ce fait les surfaces irriguées diminuent faute de volume d'eau suffisant.

Afin de remédier à ce problème, l'office National de l'irrigation et du drainage met en projet une étude pour l'installation d'une conduite d'adduction du barrage jusqu'en tête des stations de pompage.

Aussi le dimensionnement de cette conduite est le thème de notre étude.

Abstract:

The agricultural field of ELAmra-ELAbadia is an old field irrigated from the water of the Oued Cheliff that is directed from the dam of the Sidi M'hamed Ben Taïba that was brought into service in 2006 and other sources located next to it. However, the water of this dam is taken by people through pumps. Therefore, the surface of this agricultural field suffers from the lack of irrigation.

In order to give a solution to this problem, the national office of the irrigation and the drainage suggested the installation of a control of adduction of the stopping until at the head of the stations of pumpings. our dissertation aims at achieving this solution.

REMERCIEMENT

- Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.
- Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M_{me} Bahbouh (ma promotrice).
- Je remercie M_r Lekhel(ONID),Saleh,Abdel kader ,Abdel baki(URBAB),M_{me} Aziez pour ses aides.
- Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.
- Je voudrais aussi remercie l'ensemble des professeurs .
- Un remerciement particulier à mon ami M_r Hachichi, à tous les travailleurs d'ENSH.
- Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.

..... *ELOTTRI RAHMA*.....2012

Dédicace

Je dédie ce modeste travail d'abord à mes très chers parents pour tout leurs sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leur soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai en besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés. Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.

A ma grand- mère paternelle et mon grand-père maternel, que Dieu leurs soit clément ;

A ma grand-mère maternelle que Dieu la préserve ;

A mon cher frère Massoud ;

A mes sœurs : Zola, Abir, Fatna, Hanen, Khadja , Souad.

A mes amis : Malika, Saboha, Walid, Lydia , Farido, Saleh, Imen;

A tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études.

A tout mes collègues d'ENSH.

..... *ELOTIRI RAHMA*..... 2012

Sommaire

Introduction générale.....01

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.1.Situation géographique02

I.2. Géologie02

I.2.1.Géologie de la zone d'étude.....02

I.2.2.Géologie du périmètre.....03

I-3-Géomorphologie.....03

I-4-le relief04

I.5.Hydrographie04

I-6-hydrogéologie04

I.7.Etude pédologique05

I.7.1.Classification des sols05

I.8.situation climatique06

I.8.1.La température de l'air06

I.8.2.L'humidité relative de l'air07

I.8.3.L'insolation07

I.8.4.le vent08

I.8.5.Pluviométrie08

I.8.6.Indices Climatiques	08
---------------------------------	----

Conclusion	11
-------------------------	-----------

Chapitre II : Présentation du périmètre

II.1.Présentation du périmètre d'ELAmra-ELAbadia.....	12
---	----

II.2.Les ouvrages existants	14
-----------------------------------	----

II.2.1.Réservoir de stockage	14
------------------------------------	----

II.2.2.Stations de pompage	15
----------------------------------	----

II.2.3.Réseau de refoulement	20
------------------------------------	----

II.2.4. Réseau de distribution	21
--------------------------------------	----

II.2.5.Système de fonctionnement du réseau	21
--	----

II.2.6.Réseau d'irrigation	21
----------------------------------	----

II.7.Ressources en eau	22
------------------------------	----

Conclusion	24
-------------------------	-----------

Chapitre III : Besoin en eau

III.1.Introduction	25
--------------------------	----

III.2.Etude agronomique.....	25
------------------------------	----

III.2.1.Choix des cultures.....	25
---------------------------------	----

III.2.2.Répartition des cultures.....	25
---------------------------------------	----

III.3.Besoins en eau des cultures.....	26
--	----

III. 3.1.Calcul de l'évapotranspiration.....	26
--	----

III. 3.2.Calcul de la pluie efficace.....	27
---	----

III .3.3.Détermination des besoins en eau d'irrigation suivant le calendrier cultural.....	31
III.3.4.Calcul du débit fictif continu	37
Conclusion	38

Chapitre IV : Calcul d l'adduction

IV.1.INTRODUCTION	39
IV.2.Type d'adduction	39
IV.3. Adduction et type d'écoulement	39
IV.4.Critères de choix de tracé	39
IV.5.Choix du matériau de la conduite.....	40
IV.6.Calcul hydraulique	41
IV.6.1. Cas gravitaire	42
IV.6.2. cas de refoulement.....	43
Conclusion	47

Chapitre V : Protection de l'adduction

V.1.INTRODUCTION	49
V.2. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	49
V.2.1. Définition	49
V.2.2.Origines des coups de bélier	49
V.2 .3. Risques dus aux coups de bélier.....	49
V.3. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	50
V.3.1.Les réservoirs d'air.....	52
V.3.1.1.Principe de fonctionnement	52

V.3.1.2.Méthodologie de calcul	52
V.3.1.3.Dimensionnement du réservoir d'air.....	53
V.4.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	54
V.5. Pose de canalisation	55
V.6.Accessoires	59
V.6.1. Vannes de sectionnement.....	59
V.6.2. Ventouses	60
V.6.3. Vidange	61
V.6.4. Clapet anti retour.....	61
V.6. 5.Organes de raccordement	62
V.6. 6.By-pass	63
V.6. 7.Crépines	63
V.7.Organes de mesures	63
Conclusion.....	64

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.1. Travaux concernant l'adduction	66
VI.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	66
VI.3.Planification des travaux	67
VI.3.1. Définitions des tâches et leurs durées	67
VI.3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	68
VI.4.Les engins	70
Conclusion général.....	74

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tab. I.1 : températures extrêmes et moyennes mensuelles.....	6
Tab-I-2 : Humidités relatives moyennes mensuelles.....	7
Tab-I-3: Insolation moyennes mensuelles.....	8
Tab-I-4: vitesses moyennes mensuelles du vent.....	8
Tab-I-5: Pluviométries moyennes mensuelles.....	8
Tab I-6 : Les limites de climat d'après l'indice de Martonne	9

Chapitre II : Présentation du périmètre

Tab.II.1 : Répartition de la superficie du périmètre d'ELAmra-d'ELAbadia	12
Tab.II.2 : évolution des superficies irriguées.....	12
Tab.II.3: les caractéristiques principales des réservoirs.....	15
Tab.II.4 : Les caractéristiques principales des stations de pompage.....	16
Tab.II.5: bilan sur le fonctionnement des deux stations de pompes.....	17
Tab.II.6 : pertes calculées par mois.....	18
Tab.II.7 : bilan des superficies irriguées en hors périmètre.....	18
Tab.II.8 : ressources en eau souterraines.....	19
Tab-II-9 : Les caractéristiques des conduites de refoulement.....	21
Tab.II.10 : Les caractéristiques des conduites de distribution.....	21
Tab-II-11 : les apports mensuels moyens.....	22

Chapitre III : Besoin en eau

Tab.III.1 : la répartition d'occupation des sols relatifs aux cycles culturaux	26
Tab.III.2 : l'évapotranspiration de référence ETo.....	27
Tab.III.3: Test d'homogénéité.....	28
Tab. III.4 : Précipitations mensuelles de l'année de probabilité 80%.....	31
Tab.III.5 : Les valeurs mensuelles d'ETO, $p_p\%$ et P_{eff}	31
Tab.III.6 :les données de base	32
TabIII.7 : besoin en eau de tomate.....	32
TabIII.8 : besoin en eau d'Oignon.....	33
TabIII.9 : besoin en eau de PT/S.....	33
TabIII.10 : besoin en eau de PT/AS.....	34
TabIII.11 : besoin en eau de blé.....	34
TabIII.12 : besoin en eau d'olivier.....	35
TabIII.13 : besoin en eau de pommier.....	35
TabIII.14 : besoin en eau de pêcher.....	36
Tab.III.15 : Besoins mensuels en eau des cultures	36
Tab.III.17 : Besoin en eau du périmètre d' ELAmra.....	37
Tab.III.18 : Besoin en eau du périmètre d' ELAbadia.....	37
Tab.III.16 : besoins en eau du périmètre d' ELAmra-ELAbadia.....	37
Tab.III.19 : calcul du débit fictif continu des différentes cultures.....	38

Chapitre IV : Calcul d l'adduction

Tab. IV.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	42
Tab. IV.2 : les données de base.....	43

Tab. IV.2 : Diamètres avantageux pour différents tronçons gravitaires.....	43
Tab.IV.4 : Diamètres économiques pour différents tronçons de refoulement.....	43
Tab.IV.5 : calcul des pertes de charge linéaires.....	45
Tab.IV.6 : calcul des pertes de charge singulières.....	45
Tab.IV.7 :calcul des pertes de charge totales.....	45
Tab.IV.8 :calcul de la hauteur géométrique.....	46
Tab.IV.9 :calcul de La hauteur manométrique totale.....	46
Tab.IV.10 :calcul de la puissance absorbée	46
Tab.IV.11 :calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	46
Tab.IV.12 : calcul des frais d'exploitations.....	47
Tab.IV.13 : résumés des différents résultats.....	47
Tab.IV.14 : calcul des pressions en tête des stations et du barrage.....	47

Chapitre V : Protection de l'adduction

Tab .V.1: Les caractéristiques des conduites de refoulement.....	54
Tab. V. 2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	54
Tab. V.3: Calcul de volume de réservoir d'air.....	54
Tab.V.4 : calcul du temps de retour de l'onde de déformation.....	55

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tab.VI.1 :Les volumes des travaux de l'adduction.....	67
Tab.VI.2:Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	68
Tab.VI.3: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	68

Liste des figures :

I-1-Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : carte administrative de la wilaya d'Ain defla

Figure I.2 : carte géologique de la zone d'étude

Figure I.3 : graphe des températures

Figure I.4 : diagramme bioclimatique d'Emberger

Figure I.5 : climogramme pluviométrique de Gausson

II-1-Présentation du périmètre

Figure II.1 : schéma hydraulique

Figure II.2 : vue générale du réservoir d'ELAmra

Figure II.3 : vue générale du réservoir d'ELAbadia (bas service)

Figure II.4 : vue des vannes et de la digue

Figure II.5 : vue des vannes. Il y a des problèmes de sédimentation

Figure II.6 : tronçon d'oued chéiff proche de Sidi hammou

Figure II.7 : vue des excavations et remplissages artificiels au milieu d'oued Rouina

Figure II.8 : Tuyau d'irrigation à la sortie de la borne

Figure II.9 : Barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba

IV. Calcul de l'adduction :

IV.1. Schéma hydraulique

V-1-Protection de l'adduction

Figure V.1 : Réservoir hydropneumatique

Figure V.2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

Figure V.3 : Soupape de décharge type LEZIER.

Figure V.4 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Figure V.5 : Pose de conduites dans un terrain agressif.

Figure V.6 : Pose de canalisation en galerie

Figure V.7 : traversée d'une rivière

Figure V.8 : les différents types de vanne

Figure V.9 : Les différents types de ventouses

Figure V.10 : Clapet anti retour

Figure V.11 : Débitmètres déprimogènes

Figure V.12 : Photo d'un manomètre

VI-1-Organisation de chantier

Figure V.1 : RESEAU A NŒUD DE L'ADDUCTION

Figure V.2 : Pelle hydraulique

Figure V.3 : Bulldozer

Figure V.4 : Chargeur

Figure V.5 : Compacteur Mono

Figure V.6 : Compacteur manuel (pilonneuse)

Liste des planches :

Planche I : Plan de situation

Planche II : Schéma hydraulique (tronçon I)

Planche III : Schéma hydraulique (tronçon II)

Planche IV : Profil en long (tronçon I)

INTRODUCTION GENERALE

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

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

Devant une telle situation, pour lutter contre cette mauvaise répartition des eaux et la surexploitation des nappes, notre pays a adopté une stratégie de transfert des eaux.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Etude du transfert du barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba vers deux stations de pompes ELAmra, ELAbadia ;

Ce transfert consiste à acheminer les eaux du barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba à travers une conduite d'adduction. Initialement les lâchers du barrage se faisaient directement dans l'oued Ebda affluent de l'oued Cheliff ; les 42 hm³ destinés à l'irrigation du périmètre ELAmra-ELAbadia n'arrivent pas totalement aux stations de pompage à cause des pertes illicites tout le long du parcours de cette eau.

Notre étude porte sur la projection d'une conduite d'adduction gravitaire qui comporte deux tronçons dont le premier est de 20Km à partir du barrage vers la station de pompage d'ELAmra qui elle-même refoule vers un réservoir de capacité de 30500m³, et le deuxième de 22Km à partir de cette dernière jusqu'à la station de pompage d'ELAbadia qui refoule aussi vers un réservoir de capacité de 41600m³.

Une étude hydraulique de dimensionnement de cette adduction a été réalisée.

I-1-Présentation de la zone d'étude

Notre zone d'étude située au Nord du chef lieu de la Wilaya d'Ain defla, longe en partie l'oued Ebda et l'oued Cheliff jusqu'aux périmètres d'ELAmra-ELAbadia.

Elle couvre de l'amont vers l'aval les cinq communes suivantes :Arib, Mekhatria,Ain defla, ELAmra, Rouina

Le périmètre d'ELAmra-ELAbadia dont l'ancienne appellation était ELKherba-ELAbadia,se développe en rive droite de l'oued Cheliff sur une superficie géographique de 10000ha au Sud-Ouest de la ville d'ELAmra .les infrastructures de ce périmètre couvrent 3660ha dans la plaine d'ELAmra,825ha dans la zone d'ELAbadia haut service et 4010ha dans la zone d'ELAbadia bas service, tout dans la wilaya d'Ain defla, ce qui fait un total de 8495ha de superficie équipée.

Il est limité :

- ✚ A l'Est et au Sud par l'oued Chélif.
- ✚ A l'Ouest par chàabat Sidi Mahdjoub.
- ✚ Au Nord par un ensemble des bassins versants montagneux.

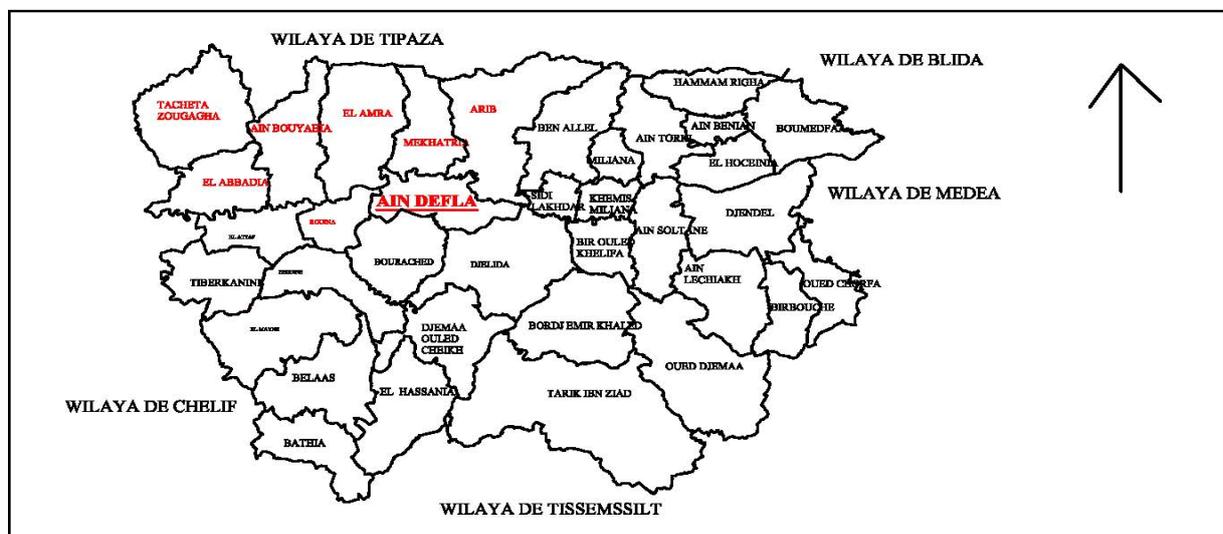


Fig.I.1 : carte administrative

I.2. Géologie

I.2.1.Géologie de la zone d'étude

La carte géologique de notre zone d'étude nous indique de l'amont vers l'aval :

- Des grès et poudingues ;
- Des alluvions récentes qui se développent sur une grande superficie ;
- Des argiles helvétiques ;

- Des grès et poudingues de Gontas ;
- Des grès à clypéastres et à ostrea crassissima ;
- Des alluvions anciennes (niveau moyen et inférieur) ;
- Des alluvions actuelles à coté de l'oued chéloff sur une longueur assez importante.

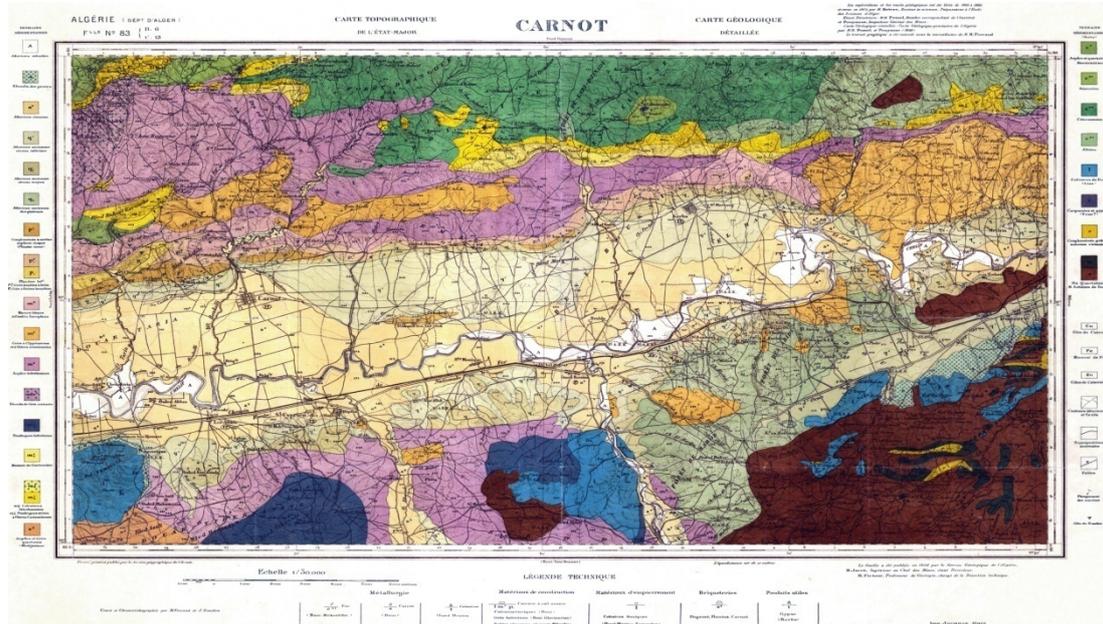


Fig.1.2 :carte géologique

I.2.2.Géologie du périmètre

Le périmètre d'ELAmra-ELAbadia est un synclinosium néogène reposant sur un substratum crétacé .ces terrains crétacés, essentiellement marneux, constituent une limite étanche pour les eaux souterraines.

Les terrains formant le cœur du synclinosium sont du Miocène supérieur, ils contiennent des couches gréseuses au sommet et passent vers le bas à des terrains plus argileux.

Les principaux affleurements de grès Miocène sont situés à l'Est et au Sud d'ELAmra ; des affleurements réduits de grès calcaires (miocène supérieur) apparaissent à l'Ouest de la plaine. Une étroite bande de grès du pliocène borde le flanc Nord de la plaine .la limite Sud est formée de terrains du Miocène supérieur d'où émergent les massifs de Rouina et de Temoulgha, constitués de calcaires jurassiques.

Le centre de la plaine est occupé par des alluvions .sous les alluvions fines (limon argileux) se trouve un chenal d'alluvions grossières qui contiennent une nappe importante.

I-3-Géomorphologie

L'Oued Chéloff empruntant le synclinal a formé sa plaine alluviale. Cette plaine est bordée au Nord par un vaste glacis d'accumulation dont les matériaux proviennent uniquement des massifs latéraux .on distingue :

- Le lit majeur de l'oued Chéloff.
- La plaine alluviale proprement dite.
- Le glacis d'accumulation latérale.

A-le lit majeur de l'oued Chélif

Le Chélif coule dans un lit majeur entre des berges parfois verticales de plusieurs mètres de hauteur. A l'intérieur de ce lit majeur, se trouvent des dépôts sableux qui limitent le lit mineur. Ces dépôts constituent de fausses terrasses modernes ou sub-actuelles dont certaines sont recouvertes chaque hiver par les eaux du Chélif, les autres terrasses, plus élevées, ne sont inondées que lors des crues exceptionnelles.

Aux confluents du Chélif et de ses affluents se trouvent des terrains semblables formés par les efforts de l'oued Chélif et des affluents.

B-plaine alluviale

Elle est formée par des alluvions récentes de l'oued Chélif dans lesquelles il a creusé son lit majeur. Cette plaine alluviale n'est pas aussi large que dans la plaine d'EL-Khemis. Elle s'étire d'Est en Ouest en une bande étroite située sur cette terrasse récente de part et d'autre du lit majeur et le bourrelet alluvial formé par des dépôts des crues du Chélif alors qu'il creusait son lit actuel.

Les sols formés sur le bourrelet sont plus légers (limoneux) que les sols du restant de la plaine qui est constituée de sols plus évolués de texture limono-argileuse. entre le bourrelet alluvial et l'extrémité Sud du glaciaire, il existe des dépressions naturelles dans lesquelles les eaux de ruissellement et les eaux de crue ont déposé des sédiments plus fins. Des sols plus argileux aux caractères marqués occupent ces dépressions.

C-le glacis latéral

Autour de la plaine s'étend un vaste glacis d'accumulation entaillé par de petits oueds latéraux.

Des zones de glacis portent des sols qui ont subi une évolution poussée, rubéfaction, décalcification, accumulation du calcaire en profondeur (sols rouges, sols marrons). Au Sud-Est d'ELAmra, il existe une petite zone surélevée et où se trouvent des sols à croûte calcaire.

Ailleurs, ce sont des zones de remaniement et d'épandages alluviaux sur lesquelles se sont formés des sols plus récents (bruns calcaires).

I-4-Le relief

La zone est généralement plate, avec de légères pentes et ondulations dans certains endroits de la partie Sud-Ouest et Sud-Est. A l'Ouest de la zone, suivant les courbes de niveau établies à partir de la zone topographique et les observations sur le terrain.

I.5.Hydrographie

Notre zone d'étude est traversée par des principaux oueds (Chélif, Ebda) et des autres oueds temporaires.

I-6-Hydrogéologie

La structure synclinale des plaines du Chélif a de bonne heure attiré l'attention des géologues chargés de la prospection de l'eau. Les cotes piézométriques étaient au niveau de celles de la nappe phréatique actuelle. Les eaux de ces bassins, à comblement continental, sont peut-être des eaux d'accumulation dont le trop plein s'écoule naturellement par le lit majeur du Chélif.

I.7. Etude pédologique

L'étude pédologique est un facteur primordial pour prendre en compte la nature et la distribution des caractéristiques et des contraintes relevant des sols.

Dans le cas de l'irrigation, plusieurs caractéristiques doivent être prises en considération. On peut citer notamment :

- la profondeur du sol qui commande l'épaisseur des couches accessibles aux racines et par suite la réserve en eau disponible ;
- La texture ou granulométrie de la terre fine et la charge caillouteuse qui joue sur la rétention de l'eau ;
- La structure et la porosité des horizons qui commandent la perméabilité du milieu et globalement, la plus ou moins grande facilité de conduite des arrosages.

I.7.1. Classification des sols

Les sols du périmètre ELAmra-ELAbadia appartiennent aux classes suivantes :

- Classe des sols calcimagnésiques.
- Classe des sols à sesquioxydes de fer.
- Classe des sols peu évolués.
- Classe des sols isohumiques.
- Classe des vertisols.

A. classe des calcimagnésiques

- ✓ Caractéristiques morphologiques et analytiques :
 - Couleur brun-jaunâtre, foncé à brun foncé.
 - Texture équilibrée, limoneuse ou limono-argileuse en surface, elle peut être argileuse en profondeur.
 - Structure polyédrique : fine en surface, moyenne dans les horizons moyens et profonds.
 - Porosité : bonne en surface, peut être faible en profondeur.
 - Début de lessivage du calcaire, le taux de calcaire actif dépasse rarement 10%.
 - PH=7.4 à 7.5
 - Les sols ne sont pas salés (conductivité inférieure à 1mmhos /cm).
- ✓ Aptitudes culturales à l'irrigation :
 - Les sols sont irrigables.
 - Ils conviennent à toutes les cultures assolées.
 - Leur texture fixe le choix des cultures qui devraient donner les meilleurs résultats.

B. classe des sols à sesquioxydes de fer

- ✓ Caractéristiques morphologiques et analytiques :
 - Sols de couleur brun-rougeâtre à rouge foncé.
 - Texture limono-argileuse en surface, argileuse à partir de 30 à 50 cm

- Structure polyédrique fine bien développée jusqu'à moyenne profondeur, cette structure fine peut être reprise dans une structure prismatique.
- Sols non calcaires.
- Sols non salés.
- ✓ Aptitudes culturales à l'irrigation :

Ces sols conviennent bien à toutes les cultures adaptées aux sols de texture très fine (taux d'argile 40%).

Sols aptes à l'irrigation, mais des mesures de leurs caractéristiques hydrodynamiques sont nécessaires pour déterminer les doses et les fréquences des irrigations.

I.8.situation climatique

L'étude climatique passe par l'analyse et l'interprétation des relevés météorologiques dont les principaux sont les suivants :

I.8.1.La température de l'air

Les températures extrêmes et moyennes sur une période d'observation de 23 ans (1987-2009) de la station du Harreza sont représentées dans le tableau suivant :

Tab. I.1 : températures extrêmes et moyennes mensuelles

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
Tmax(c°)	33.16	27.17	20.82	16.2	18.64	15.6	20.5	20.73	27.48	34.25	37.29	37.85
Tmin(c°)	17.69	14.1	15	5.25	4.49	5.94	9.09	20.73	12.39	16.9	20.93	21.86
Tmoy(c°)	25.43	20.64	17.91	10.73	11.57	10.77	14.8	20.73	19.94	25.58	29.11	29.86

Source : ANRH BLIDA

A partir du tableau I.1 on trace les graphes de température (figI-3)

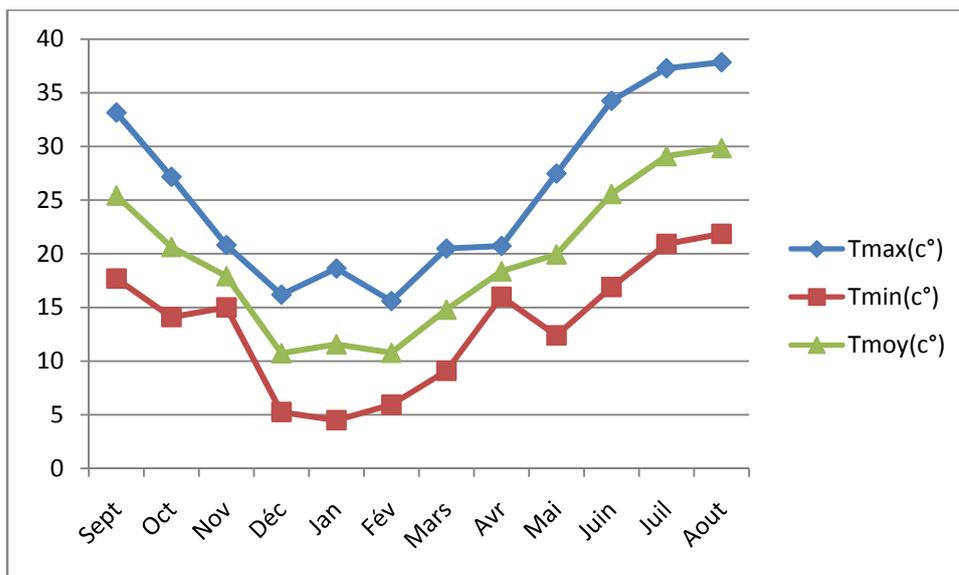


Fig.I.3 : Graphes de température

- ✓ La température maximale correspond au mois d’Aout avec 37,85C°, c’est le mois le plus chaud.
- ✓ La température minimale correspond au mois de Janvier avec 4,49C°, c’est le mois le plus froid.

I.8.2.L’humidité relative de l’air

L’humidité relative de l’air est un élément de cycle hydrologique qui contrôle l’évaporation du sol et le couvert végétal.

Les valeurs moyennes de l’humidité relative de l’air sur une période d’observation de 23 ans (1987-2009) de la station du Harreza sont représentées dans le tableau suivant :

Tab-I-2 : Humidités relatives moyennes mensuelles

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
Hr(%)	51	72	77	77	73	73	71	70	66	61	51	43

Source : ANRH BLIDA

- ✓ Le mois le plus humide est le mois de Novembre et Décembre.
- ✓ Le mois le moins humide est le mois d’Aout.

I.8.3.L’insolation

L’insolation est la période durant laquelle le soleil brille sur le sol

Tab-I-3: Insolations moyennes mensuelles

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
Insolation (h)	9,29	7,07	5,32	4,09	5.76	6,00	7,09	7,65	9,66	10,12	11,29	10,58

Source : ANRH BLIDA

I.8.4.Le vent

Le vent est un facteur destructif vu son influence directe sur les sols, la végétation et les autres facteurs telque les précipitations et l'évapotranspiration .il intervient aussi dans le choix de type d'irrigation.

Tab-I-4: vitesses moyennes mensuelles du vent

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
V(m/s)	2.6	2.6	3.1	3.45	2.78	3.9	3.38	3.34	3.6	2.35	2.53	2.6

Source : ANRH BLIDA

- ✓ La vitesse maximale est de 3.9 (m/s), elle est observée au mois de Février.
- ✓ La vitesse minimale est de 2.35 (m/s), elle est observée au mois de Juin.

I.8.5.Pluviométrie

Les pluviométries moyennes mensuelles sur une période d'observation de 24 ans (1987-2010) à la station de Rouina sont représentées dans le tableau suivant :

Tab-I-5: Pluviométries moyennes mensuelles.

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	Annuel
P(mm)	15.51	27.32	45.76	45.75	47.31	45.84	35.92	32.3	24.75	6.9	1.35	3.23	331.94

Source : ANRH BLIDA

- ✓ Saison pluvieuse de Novembre à Avril.
- ✓ Saison sèche de Juin à Aout.
- ✓ Saison moyenne de Septembre, Octobre, Mai.

I.8.6.Indices Climatiques

I.8.6.1.Indice d'aridité de Martonne

C'est le degré de sécheresse du climat de la région, il est calculé par la formule suivante :

$$I_A = \frac{P}{T + 10}$$

Avec : I_A : indice climatique de Martonne

P : précipitation moyenne annuelle (mm)

T : température moyenne annuelle(C°)

$$\text{Donc : } I_A = \frac{331 \cdot 94}{20 + 10} = 11.06$$

$$I_A = 11$$

Tab I-6 : Les limites de climat d'après l'indice de Martonne

Valeurs de I_A	Type de climat	Irrigation
$I_A \leq 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I_A \leq 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I_A \leq 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 < I_A \leq 30$	Relativement humide	Parfois utile
$I_A > 30$	Humide	Inutile

$I_A=11$ donc $10 < I_A \leq 20$ qui correspond d'après les valeurs du tableau au climat « sec » d'où l'irrigation est souvent indispensable.

I.8.6.2. Quotient pluviométrique d'Emberger

Il permet de déterminer l'étage bioclimatique et la valeur du coefficient pluviométrique en utilisant la formule et le diagramme bioclimatique d'Emberger.

$$Q = \frac{1000}{\frac{(M+m)(M-m)}{2}} = \frac{2000 \cdot P}{M^2 - m^2}$$

Avec : Q : coefficient pluviométrique d'Emberger

P : précipitation moyenne annuelle

M : température moyenne maximale du mois le plus chaud en Kelven

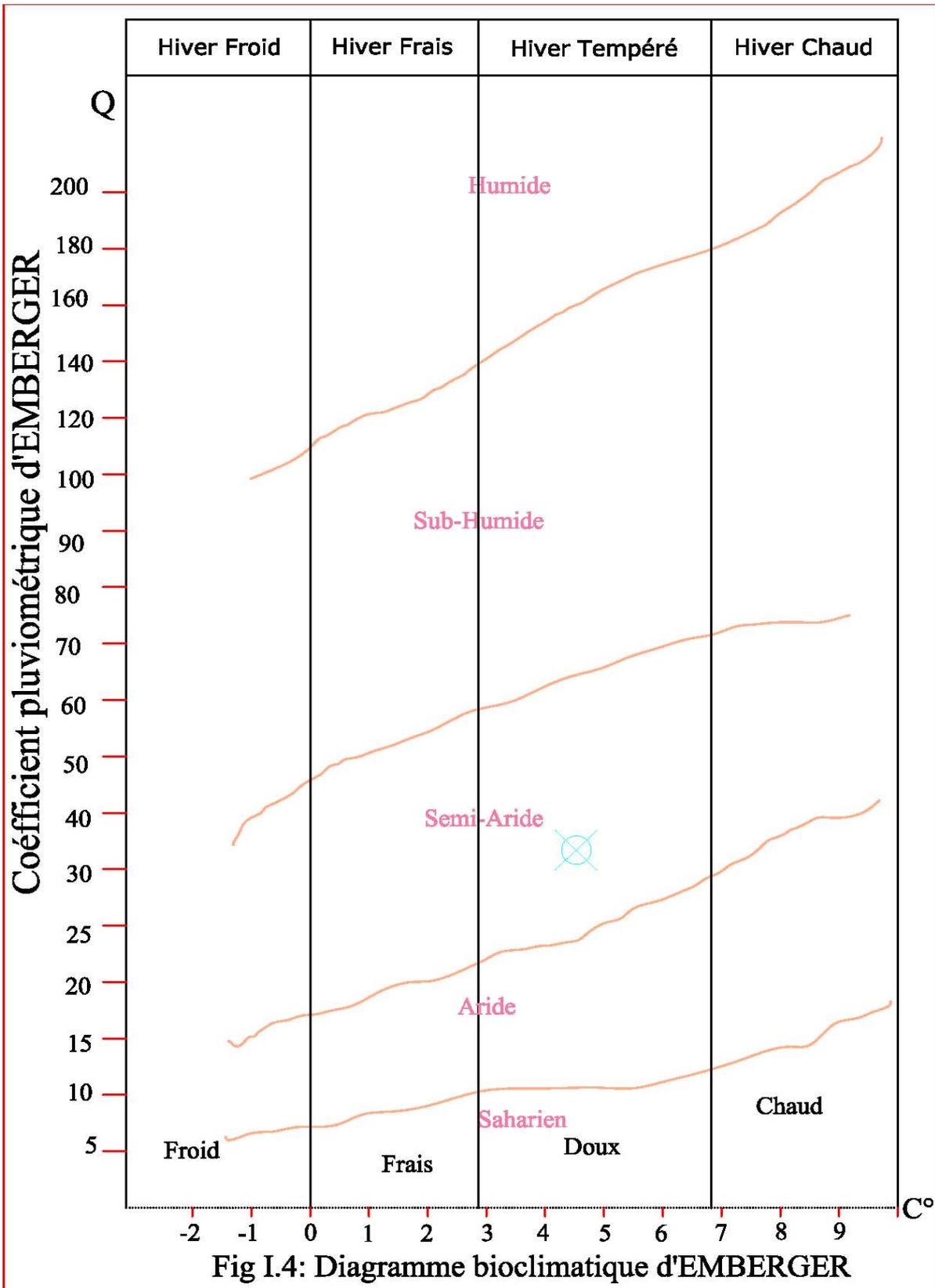
m : température moyenne minimale du mois le plus froid en kelven

$$M=273+37.85=310.85$$

$$M=273+4.49=277.49 \text{ D'où :}$$

$$Q = 2000 \frac{331 \cdot 94}{(310.85)^2 - (277.49)^2} = 33.82$$

$$Q=33.82$$

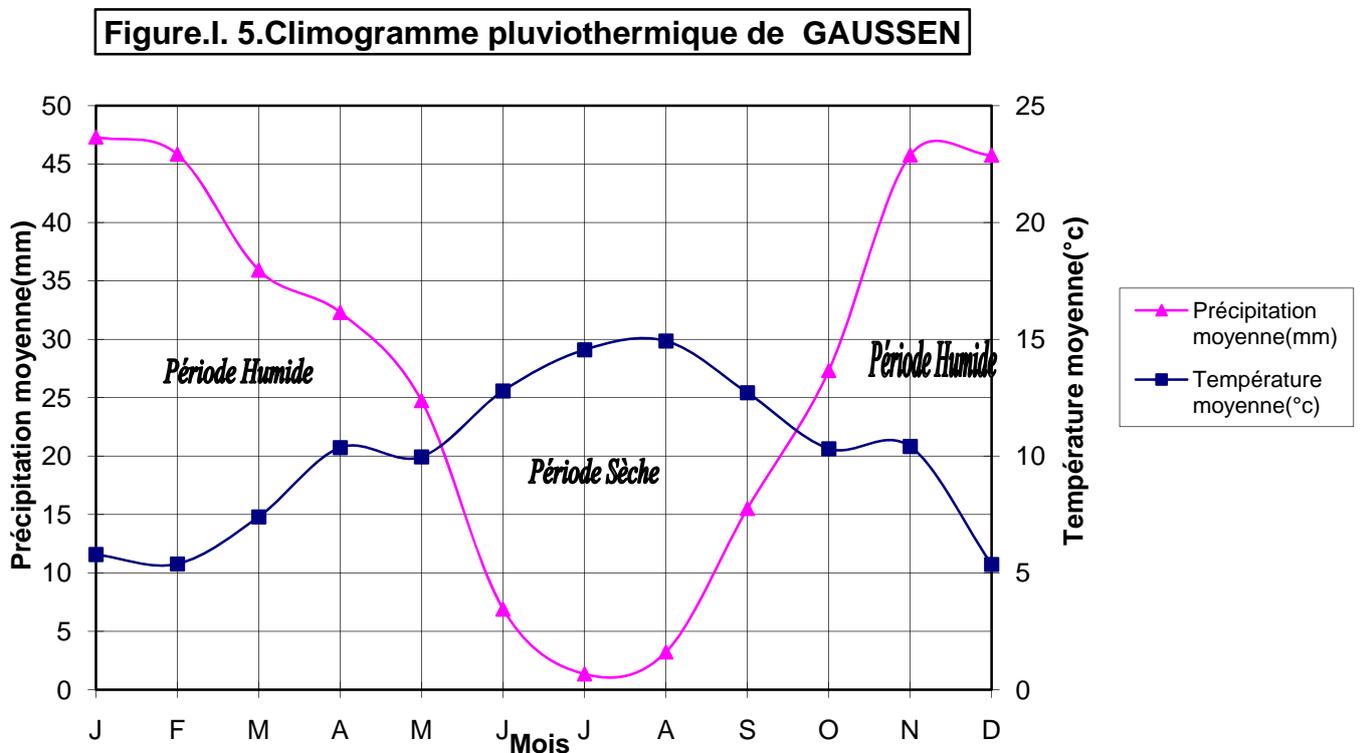


D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger, on peut dire que le climat de notre région est un climat « semi-aride »

I.8.6.3.Climogramme de Gausсен

Le climogramme de Gausсен est une représentation graphique de variation de précipitation et de température en fonction du temps (mois) qui nous permet de déterminer la période où l'irrigation est indispensable (période sèche).

Dans notre cas, la période sèche commence du mois de Juin jusqu'au mois de septembre.



Conclusion

Dans ce chapitre nous avons décrit un ensemble des caractéristiques physiques qui nous ont permis de conclure et de donner les informations suivantes :

Notre périmètre d'étude est situé dans une zone semi aride où les infrastructures hydrauliques sont importantes. Cependant la ressource en eau mobilisée est tributaire des précipitations qui sont très irrégulières dans le temps et dans l'espace. La pédologie de la région permet d'affirmer le caractère agricole de la zone.

II.1.Présentation du périmètre d'ELAmra-ELAbadia

Le périmètre d'EL Amra-ELAbadia est formé par deux zones pratiquement indépendantes.

La zone d'ELAmra s'approvisionne d'une station de pompage qui prélève l'eau directement de l'oued chélif. à l'Est du centre urbain d'ELAmra. cette station élève un débit maximal de $2.7\text{m}^3/\text{s}$ jusqu'à un réservoir de stockage de 30500m^3 de capacité, situé au Nord-Est d'ELAmra, au dessus de la cote 300mNGA.

La zone d'ELAbadia prélève aussi l'eau directement de l'oued chélif, près de la ville d'ELAttaf, en aval de la station précédente et de la zone de Rouina. Le système est similaire, avec une conduite de refoulement jusqu'à un réservoir de stockage de 41600m^3 , qui est branché au réseau de distribution.

Le débit maximal de la station est de $4.5\text{m}^3/\text{s}$. La différence dans ce cas, réside en ce qu'une autre station de reprise alimentée aussi à partir du réservoir pour approvisionner une zone du périmètre située à une cote plus élevée.

Tab. II.1 : Répartition de la superficie du périmètre d'ELAmra-d'ELAbadia

Zones	Superficies (Ha)	
	équipée	irrigable
ELAmra	3660	3110
ELAbadia(bas service)	4010	3410
ELAbadia(haut service)	825	700
Total	8495	7220

Source : ONID 2006

Mais en réalité, Les superficies irriguées ne présentent que 30% de la superficie équipée.

Tab.II.2 : évolution des superficies irriguées

Désignation	2006	2007	2008	2009	2010
Superficie équipée(ha)	8495	8495	8495	8495	8495
Superficie du réseau (ha)	1268	1567	1219	1495	1996
Taux d'irrigation/ Superficie équipée(%)	15	18	14	18	23
Superficie au fil d'eau (long du parcours B.SMBT aux stations Amra-Abadia)	357.5	509	723.71	612.8	584.34
Taux d'irrigation/ Superficie équipée(%)	4	6	8	7	7
Superficie irriguée totale	1625	2076	1942	2107	2581
Taux d'irrigation/ Superficie équipée(%)	19	24	22	25	30

Source : ONID 2010

II.2.Les ouvrages existants

II.2.1.Réservoir de stockage

Il existe trois réservoirs dans le périmètre : Un dans ELAmra et deux dans ELAbadia (haut service et bas service)

II.2.1.1.Réservoir d'ELAmra

Le réservoir d'ELAmra se situe au Nord-Est du centre urbain d'ELAmra, sur la cote 300mNGA.

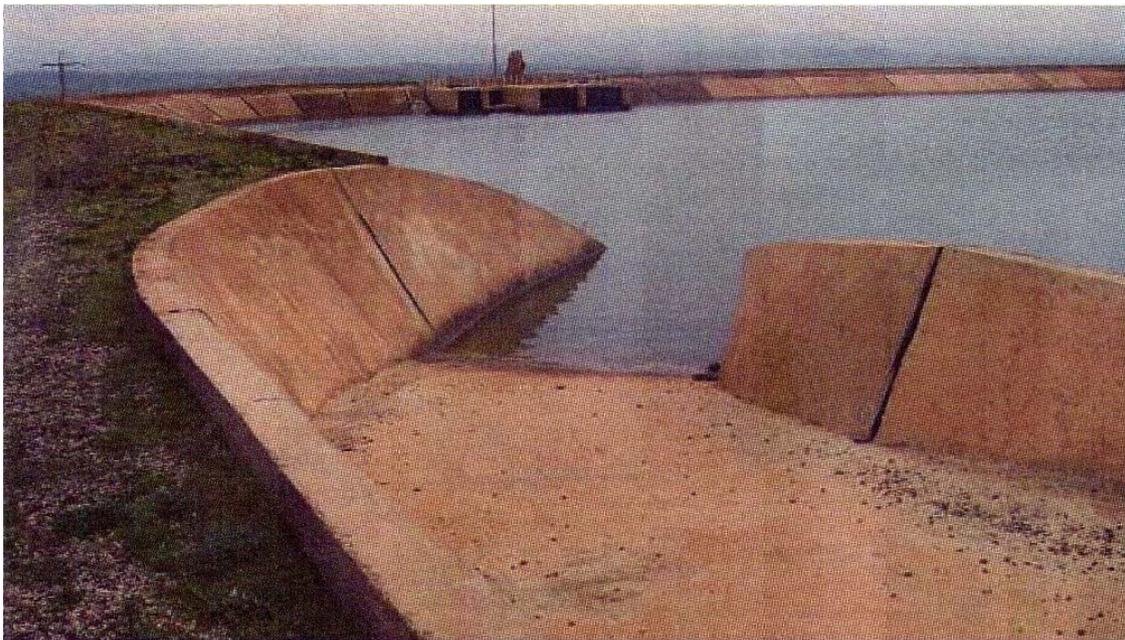


fig.II.2 : vue générale du réservoir d'EL Amra

Sur la photo, on aperçoit l'œuvre d'entrée d'eau, et en premier plan, l'accès aux véhicules .Il est imperméabilisé avec béton non armé et ne présente aucun problème de filtration, stabilité, ou d'autre type.

II.2.1.2.Réservoir d'El Abadia

Le réservoir principal d'ELAbadia est très similaire à l'antérieur mais avec une plus grande capacité (41600 m³). Dans ce cas, l'imperméabilisation s'obtient aussi grâce au béton non armé.



Fig. II.3: vue générale du réservoir d'EL Abadia (bas service)

Après le réservoir précédent il existe une station de reprise qui élève l'eau jusqu'à un autre réservoir du haut service plus petit 1600m³ qui n'a jamais fonctionné depuis sa réalisation en raison d'insuffisance d'eau.

Les trois installations sont en bon état de conservation.

Tab. II.3: les caractéristiques principales des réservoirs

	R. d'ELAmra	R.d'ELAbadia(haut service)	R.d'ELAbadia(bas service)
Volume du réservoir (m ³)	30500	1600	41600
Niveau haut du réservoir(NGA)	310.2	321	259
Niveau bas du réservoir(NGA)	305.3	318	254.2

II.2.2.Stations de pompage

Il existe deux stations de pompage et une de reprise, leurs caractéristiques principales sont présentées dans le tableau suivant :

Tab. II.4 : Les caractéristiques principales des stations de pompage

	Station d'ElAmra	Station d'ELAbadia (Haut service)	Station d'ELAbadia (Bas service)
Groupe de 900l /s	2	-	4
Groupe de 450l/s	2	-	2
Groupe de 320 l/s	-	3	-
Débit d'équipement (l/s)	2700	960	4500
Débit en tête (l/s)	2250	640	2700
<u>Niveau d'aspiration :</u> Niveau max(NGA)	210.75	249.92	160
Hauteur manométrique(m)	121	72	121

II-2-2-1-Station de pompage d'El Amra

La station de pompage d'ElAmra se trouve à coté du cours d'oued Chélif, à environ 20 Km du barrage Sidi M'hamed Ben Taïba. La prise est formée par une petite digue, des grilles, et des vannes ; on peut l'observer dans la photographie suivante :



Fig. II.4: Vue des vannes et de la digue.

II-2-2-2- Station de pompage d'El Abadia

Cette installation a une typologie très similaire à la précédente, avec une petite digue sur l'oued Chélif, des grilles, et des vannes .Les groupes motopompes sont les même, sauf

qu'en ce cas là, il y a quatre groupes de 900 l/s .Les installations se trouvent aussi en bon état.

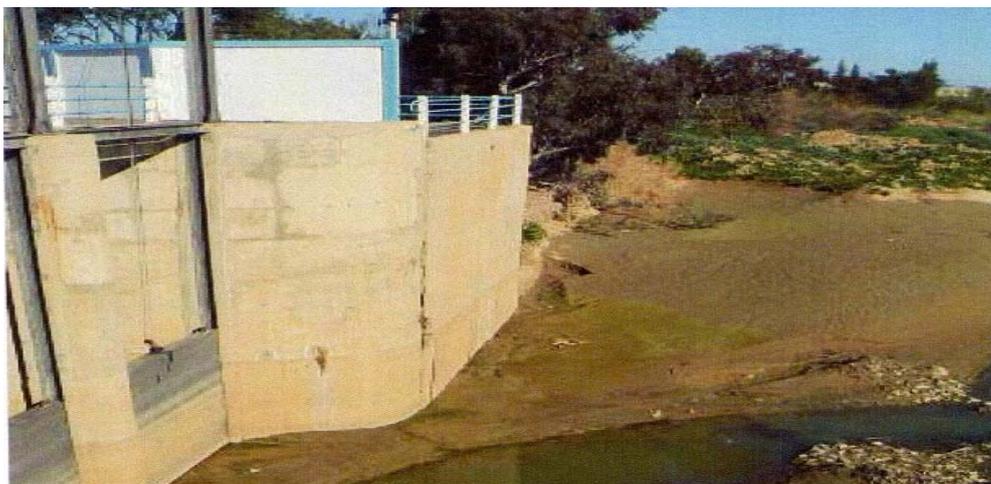


Fig. II.5 : Vue des vannes. Il y a des problèmes de sédimentation

D'après les photos des deux stations de pompage, on remarque un problème d'envasement (accumulation de la matière solide dans les prises d'eau des stations de pompage).les conséquences de cet envasement peuvent être diverses :

- Si l'eau qui arrive à la station de pompage contient beaucoup de matière solide, il se produit une détérioration rapide des éléments mobiles des groupes motopompes.
- L'entrée de cette matière solide dans le réseau peut provoquer l'érosion du recouvrement des tuyaux, ainsi que l'apparition de dépôt dans les conduites.
- Si les travaux appropriés de maintenance ne sont pas réalisés, (enlèvement périodique du matériel accumulé), les prises des stations de pompage peuvent arriver à s'obstruer.

Plus de ce problème, les deux stations de pompage n'ont jamais fonctionné en plein rendement.

Tab. II.5: bilan sur le fonctionnement des deux stations de pompages

station	ELAmra		ELAbadia(haut service)		ELAbadia(bas service)	
	2006	2007	2006	2007	2006	2007
Capacité installée(m ³ /s)	2.7	2.7	0.96	0.96	4.50	4.5
Capacité en service (m ³ /s)	1.35	1.35	0.32	0.32	1.35	1.35
Superficie irrigable(ha)	3110	3110	700	700	3410	3410
Superficie irriguée (ha)	614.5	863	100	100	553.5	704
Volume pompé(Hm ³)	3.186	3.806	-	-	5.144	5.211

Source : ONID2007

Tous ces problèmes n'étaient pas du raison d'insuffisance d'eau, car on remarque une grande quantité d'eau qui se perd entre les trois points névralgiques (B.SMBT, stations de pompage d'ELAmra et ELAbadia), comme indique le tableau suivant :

Tab. II.6 : pertes calculées par mois :

Mois	pertes	
	parcours	
	Hm ³	%
AVR	0.978	96
MAI	0.137	28
JUI	2.1072	76
JUILL	3.390	85
AOU	6.303	78
SEP	5.668	79
OCT	4.656	74
NOV	3.985	75
DEC	0.057	36
total	27.28	77

Source : ONID 2006

D'après l'enquête effectuée sur terrain, la majorité des exploitations agricoles limitrophes au parcours de l'oued Ebda et de l'oued chélif irriguent illicitement à partir des lâchers du barrage SMBT.les volumes perdus sont estimés à 28 Hm³.

Tab. II.7 : bilan des superficies irriguées en hors périmètre

Commune	Nombre de groupe motopompe	Superficie estimée irriguée en hors périmètre (ha)	Estimation des besoins en eaux (m ³)
ARIB	12	417	2919000
AIN DEFLA	59	1934	14553300
MEKHATRIA	46	1128	7839600
EL AMRA	03	112	799250
ROUINA	25	873	6067300
Total	145	4464	32178450

Source : ONID2006

Donc, on peut dire que toutes les superficies situées en amont des stations de pompage ELAmra-ELAbadia sont irriguées au fil d'eau sur une longueur aussi importante, sauf les exploitations possédant des puits et des forages. Cependant ces ressources ne sont utilisées qu'en cas d'arrêt des lâchers.

Si on compare les besoins de ces exploitations par rapport aux volumes des pertes des lâchers, il ne manque que 4Hm³ pour ces dernières.

Tab. II.8 : ressources en eau souterraines

communes	puits		forage		Total
	nombre	Q(l /s)	nombre	Q(l /s)	(m ³ /an)
ARIB	43	71	6	131	6370272
AIN DEFLA			56	619	19520784
MEKHATRIA	235	650	9	242	28130112
EL AMRA	12	38	127	1372	44465760
ROUINA	05	21	25	879	28382400
Total	295	780	223	3243	126869328

Source : DHWd'Ain Defla(2009/2010)

Bien que les débits des forages et des puits est suffisant dans toutes les communes.les agricultures préfèrent la ressource gratuite, Ce fait incite à la surirrigation.

Cette irrigation qui a manque d'autorisation influe aussi sur l'état des oueds qui traversent notre zone d'étude :

➤ **Oued Chélif**

Dans l'oued Chélif, on observe des batardeaux et des seuils dans des lieux ou se produit une rétention de l'eau dans le but d'être utilisée pour l'irrigation. Ces prélèvements d'eau manquent d'autorisation et ils modifient les rives et l'état du lit d'oued, par conséquent ils sont considérés négatifs pour l'évolution naturelle et le bon état du cours d'eau.



Image 5: Tronçon d'Oued Chélif proche de Sidi-Hammou où on observe un batardeau au milieu d'oued.

➤ Oued Rouina

Le lit de l'oued Rouina se trouve complètement excavé et perforé en divers tronçons de son cours, dans l'objectif de retenir l'eau et l'utiliser pour l'irrigation des parcelles proches. Comme on peut bien noter dans l'image satellite suivante :



Image. II.7 : on apprécie des excavations et des remplissages artificiels au milieu du lit de l'oued Rouina.

Dans certains points on observe une destruction totale du cours naturel et de sa végétation associée.

II.2.3. Réseau de refoulement

Les deux zones du périmètre sont dotées de conduites principales de refoulement de différents diamètres qui sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tab-II-9 : Les caractéristiques des conduites de refoulement

	Zone d'ELAmra(ml)	Zone d'ELAbadia (bas service) ml	Zone d'ELAbadia(haut service)ml
Conduite principale en amiante ciment (D500)mm	-	-	599.7
Conduite principale en béton précontraint (D1400-800) mm	-	6448.05	-
Conduite principale en béton précontraint (D1200-1000)mm	2080.49	-	-

Source : ONID 2008

II.2.4. Réseau de distribution

Les deux zones du périmètre sont dotées de conduites de distribution de différents diamètres qui sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tab. II.10 : Les caractéristiques des conduites de distribution

	Zone d'ELAmra(ml)	Zone d'ELAbadia(bas service)ml	Zone d'ELAbadia(haut service)ml
Conduite principale en amiante ciment (D500-100) mm	-	9686.06	-
Conduite principale en béton précontraint (D1000-600) mm	-	9686.06	-
Conduite principale en amiante ciment (D500-100) mm	6402	6448.05	-
Conduite principale en béton précontraint (D700-600) mm	6402	6448.05	6958.95

Source : ONID 2008

II.2.5. Système de fonctionnement du réseau

Le système de fonctionnement hydraulique du mode de refoulement et de distribution du réseau est régularisé par des réservoirs de régulations pour chaque zone du périmètre.

II.2.6. Réseau d'irrigation

Le réseau actuellement est en bon état, sauf qu'il existe des pertes au niveau des joints de raccordement entre les canalisations qui sont estimées à 10% dans la zone d'ELAmra et 5% dans ELAbadia comme indique la photo suivante :



Fig. II.8 : Tuyau d'irrigation à la sortie de la borne.

II.3.Ressources en eau

Actuellement, en raison de l'inexistence d'ouvrages (adducteurs), reliant le barrage aux périmètres ELAmra-ELAbadia ; l'irrigation se fait à partir des lâchers du barrage Sidi M'hamed Ben Taïba sur l'oued Ebda qui déverse sur l'oued Chélif, des rejets domestiques de khemis Miliana, d'Arib, de station d'épuration d'Ain defla. Tout déverse sur l'oued Chélif.

II.3.1 Barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba

Le barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba se situe au Nord-Est d'Ain Defla, sur le cours de l'oued Ebda et qui a commencé son fonctionnement en 2006. Le barrage a une capacité à la cote de retenue normale (317m) de 75 Hm³ dont le volume régularisable est de 56 Hm³, 42 Hm³ pour l'irrigation et 14 Hm³ pour la consommation humaine des populations d'Ain Défla, Khemis Miliana et Mekhatria.

En général, les installations sont en très bon état, l'infrastructure n'a présenté aucun problème jusqu'au moment.

Les apports mensuels moyens du barrage SMBT, basé sur les observations de la station d'oued Ebda durant 27 années, selon les données de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) sont les suivants :

Tab-II-11 : les apports mensuels moyens

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	Annuel
Apport(Hm ³)	0.85	3.74	3.95	10.57	13.88	13.88	14.41	7.58	4.27	1.60	0.85	0.43	76.01

Source : ONID2006

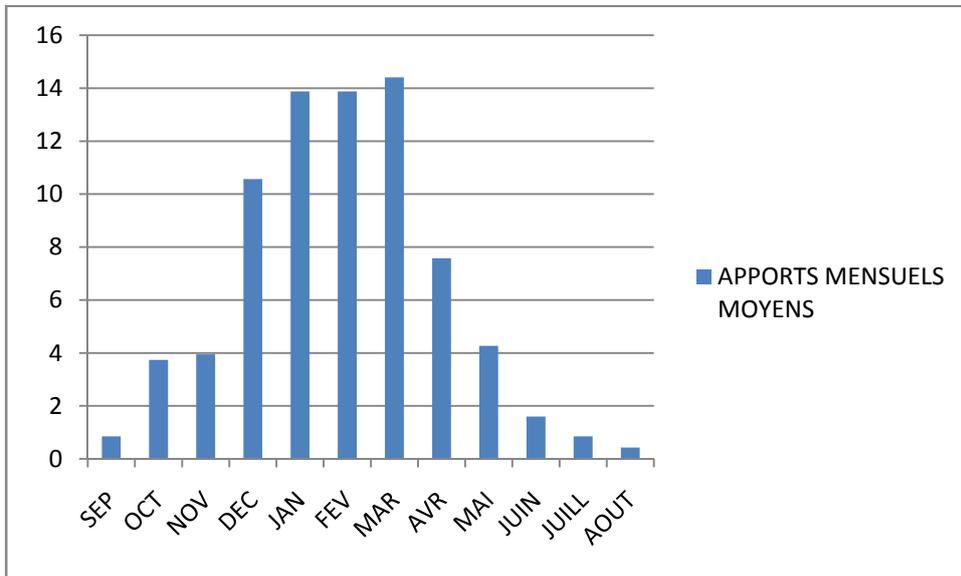


Fig. II.9: Apports mensuels moyens

On remarque que les apports mensuels moyens augmentent progressivement du mois de Janvier ($0,85\text{Hm}^3$) jusqu'à le mois de Mars ($14,41\text{Hm}^3$), après ya une diminution brusque au mois d'Avril ($7,58\text{Hm}^3$) jusqu'au mois d'Aout. Cependant le barrage a déjà atteint la cote de retenue normale, comme montre la figure suivante :

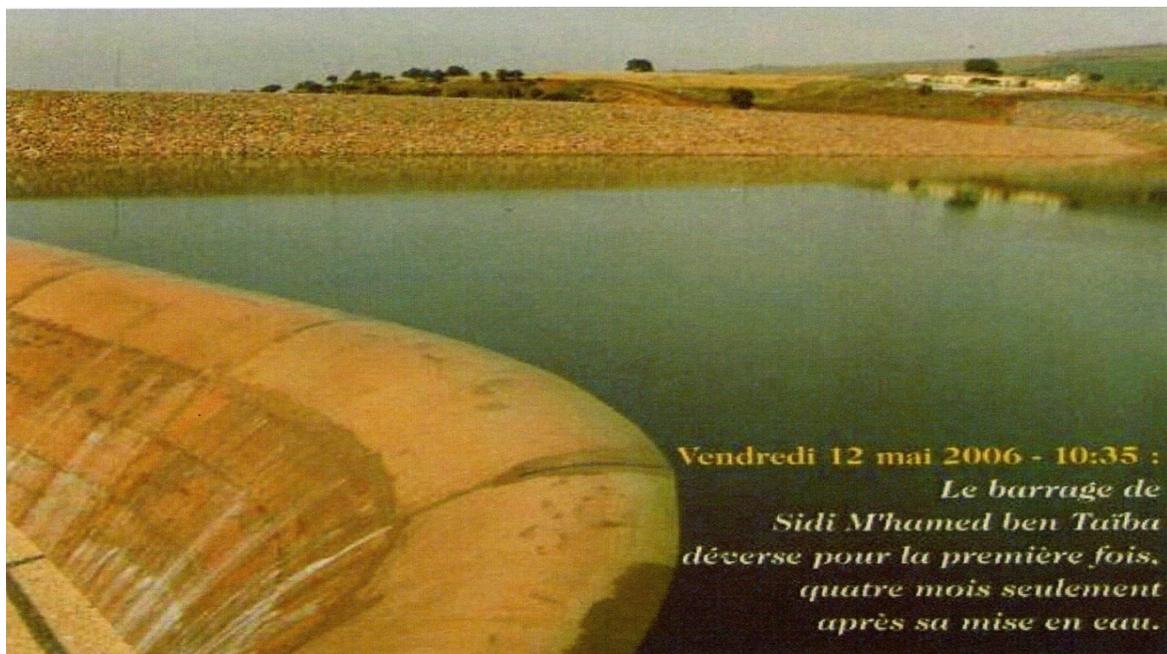


Fig.II.10: Barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba

Conclusion

Pour atteindre l'objectif d'irriguer la superficie du réseau équipé et contrôler d'une manière stricte l'usage de l'eau lâchée des barrages et, par conséquent ,elle augmentera l'efficience de l'emploi de la ressource .un aspect indispensable , tenant en compte l'importance stratégique de l'eau , sa rareté et la tendance à que la rareté augmente , afin d'assurer l'approvisionnement des futures générations et un développement durable, il est urgent de mettre fin à cette irrigation illicite le long du parcours grâce à l'installation d'un réseau d'adduction reliant directement le barrage SMBT aux stations de pompage d'ELAmra-ELAbadia,ainsi pourront être éliminer plusieurs causes et incidences qui influent sur le volume de perte des eaux, parmi lesquelles ,on peut citer :

- ✓ Pertes par évaporation
- ✓ Pertes par infiltration
- ✓ Perte par irrigation et création des bassins sur les lits de l'oued Ebda et l'oued chélif (irrigation au fil d'eau)
- ✓ Contamination des eaux d'irrigation par des rejets des eaux brutes d'assainissement venant des communes limitrophes à l'oued chélif.

III.1.Introduction

Afin de réduire les pertes d'eau entre le barrage et les stations de pompage, la projection d'une conduite d'adduction semble nécessaire pour acheminer les lâchers jusqu'aux stations de pompage.

Le dimensionnement de cette conduite doit se faire sur la base du débit caractéristique quel doit véhiculer.

Pour estimer ce débit on doit impérativement calculer les besoins en eau des cultures implantées dans ce périmètre.

Les variables qui composent le bilan hydrique au niveau de l'aire d'irrigation sont :

- évapotranspiration maximale(ETM).
- La pluie efficace (P_{eff}).
- La réserve facilement utilisable (RFU).

III.2.Etude agronomique

Il est indispensable d'étudier les aptitudes culturales propres à chaque type de notre sol, et le choix des cultures convenables et adaptables.

III.2.1.Choix des cultures

Le choix des cultures à mettre en place doit concilier entre les critères suivants:

- Les conditions climatiques de la région étudiée.
- La qualité et disponibilité de l'eau d'irrigation.
- L'aptitude culturale des sols basée sur l'étude pédologique.

Pour notre périmètre les cultures que nous avons choisies sont les suivantes:

-*Arboriculture*: Pommier, pêché, olivier

-Maraichères : Tomate, oignon, pomme de terre(S, AS)

-Céréales : blé

III.2.2.Répartition des cultures

Le choix de ces cultures dans notre périmètre est bien réparti dans le temps.

Tab.III.1 : la répartition d'occupation des sols relatifs aux cycles culturaux

mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Tomate												
Oignon												
PT/S												
PT/AS												
OLIVIER												
BLE												
POMMIER												
PECHIER												

III.3.Besoins en eau des cultures

III. 3.1.Calcul de l'évapotranspiration

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalisé à l'aide d'un logiciel appelé **CROPWAT**, fonde sur la méthode de Mf Penman et Motheit.

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les informations mensuelles de la station météorologique, la méthode adoptée emploie les informations homogènes et fiables suivantes:

-Température: Les températures max et min mensuelles sont données en degré Celsius.

-Humidité de l'air: l'humidité relative de l'air exprime en pourcentage %.

-Insolation journalière : L'insolation journalière donnée en heures d'insolation.

-Vitesse de vent: La vitesse du vent en mètre par seconde.

Tab.III.2 : l'évapotranspiration de référence ET_o

Mois	Tmax(c°)	Tmin(c°)	Hr(%)	V(m/s)	Insol (h)	Rad(Mj/m/j)	ET _o (mm/j)
Jan	18.6	4.5	73	2.78	5.76	9.5	1.52
Fév	15.6	5.9	73	3.9	6.00	11.9	1.95
Mar	20.5	9.1	71	3.38	7.09	16	2.82
Avr	20.7	20.7	70	3.34	7.65	19.5	4.09
Mai	27.5	12.4	66	3.6	9.66	23.9	4.82
Jui	34.3	16.9	61	2.35	10.12	25	5.79
Juill	37.3	20.9	51	2.53	11.29	26.4	6.95
Aout	37.9	21.9	43	2.6	10.58	24.1	6.99
Nov	33.2	17.7	51	2.6	9.29	19.8	5.16
Oct	27.2	14.1	72	2.6	7.07	14	2.85
nov	20.8	20.8	77	3.1	5.32	9.6	2.14
Dec	16.2	5.3	77	3.45	4.09	7.5	1.33

III. 3.2.Calcul de la pluie efficace

Pour tenir compte des pertes, le programme CROPWAT, nous permettra de calculer la précipitation efficace.

On a : $P_{\text{eff}} = P_{p\%} * 0.8$

Avec:

Pe_{eff}: pluie annuelle efficace en (mm/mois).

p_{p%}: pluie annuelle de probabilité en (mm/mois).

III. 3.2.1.Calcul de P_{p%}

a)Homogénéité de la série pluviométrique

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon qui repose sur le procédé ci-dessous :

- On divise la série complète en deux sous séries : x et y tel que : N_1 et N_2 Représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_2 > N_1$

- On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. à ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quels sous série elle appartient.

M^r Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

Avec :

$$W_{\min} < W_y < W_{\max}$$

W_y : Somme des rangs des sous séries

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96 \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right]$$

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min}]$$

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d'homogénéité pour la station de Rouina code (011904).

Tab.III.3: Test d'homogénéité

Rang	Série d'origine P (mm)	Série x (mm)	Série y (mm)	classement par ordre décroissant(mm)	x union y
1	319.9	319.9	358.9	462.8	Y
2	255.4	255.4	461.3	461.3	Y
3	318.8	318.8	283.3	457.1	Y
4	291.6	291.6	345.9	436.1	Y
5	405.2	405.2	272.4	431.2	X
6	431.2	431.2	205.7	405.2	X
7	379.8	379.8	401.5	401.5	Y
8	299.2	299.2	287.5	385.6	Y
9	331.8	331.8	308.7	379.8	X
10	280.1	280.1	300.6	358.9	Y
11	290.3	290.3	282.4	345.9	Y

12	307	307	334.7	334.7	Y
13	264.9	264.9	300.6	331.8	X
14	229.9	229.9	436.1	319.9	X
15	358.9		457.1	318.8	X
16	461.3		385.6	308.7	Y
17	283.3		462.8	307	X
18	345.9			300.6	Y
18.5	272.4			300.6	Y
19	205.7			299.2	X
20	401.5			291.6	X
21	287.5			290.3	X
22	308.7			287.5	Y
23	300.6			283.3	Y
24	282.4			282.4	Y
25	334.7			280.1	X
26	300.6			272.4	Y
27	436.1			264.9	X
28	457.1			255.4	X
29	385.6			229.9	X
30	462.8			205.7	Y

$$W_y = 235.5$$

$$W_{\min} = 174.12$$

$$W_{\max} = 398.62$$

$$174.12 < W_y < 398.62$$

La condition de M^f Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de Rouina est homogène.

b) Traitement des données pluviométriques

Afin d'estimer le déficit des précipitations pour les besoins en eau d'irrigation, une analyse statistique doit être faite sur la base des enregistrements pluviométriques effectués sur une longue période.

Les différentes étapes envisagées sont :

1/classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.

2/ affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.

3/calculer la fréquence expérimentale par une formule empirique

4/calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir :

- Moyenne, écart type ou coefficient de variation, coefficient d'asymétrie s'il existe...
- 5/reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi.
 - 6/tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
 - 7/lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est-à-dire la valeur correspondante à une probabilité donnée.
 - 8/tester l'adéquation de la loi d'ajustement.
 - 9/calculer l'intervalle de confiance en général à 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes.
 - 10/Déterminer les valeurs mensuelles pour l'année sèche par la relation suivante :

$$P_{\text{isec}} = P_{\text{imoy}} \cdot \frac{P_{\text{sec}}}{P_{\text{moy}}}$$

Dans laquelle :

- P_{imoy} : pluie moyenne mensuelle pour le mois i .
- P_{isec} : pluie mensuelle de l'année sèche pour le mois i .
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle.
- P_{sec} : pluie annuelle à une probabilité de dépassement de 20%.

Le calcul se fait par logiciel d'Hyfran (loi log normal).

Les caractéristiques empiriques de l'échantillon :

- ✓ Ecart-type : 69.3
- ✓ Médiane : 309
- ✓ Coefficient de variation (Cv) : 0.209
- ✓ Coefficient d'asymétrie (Cs) : 0.505
- ✓ Coefficient d'aplatissement (Ck) : 2.18

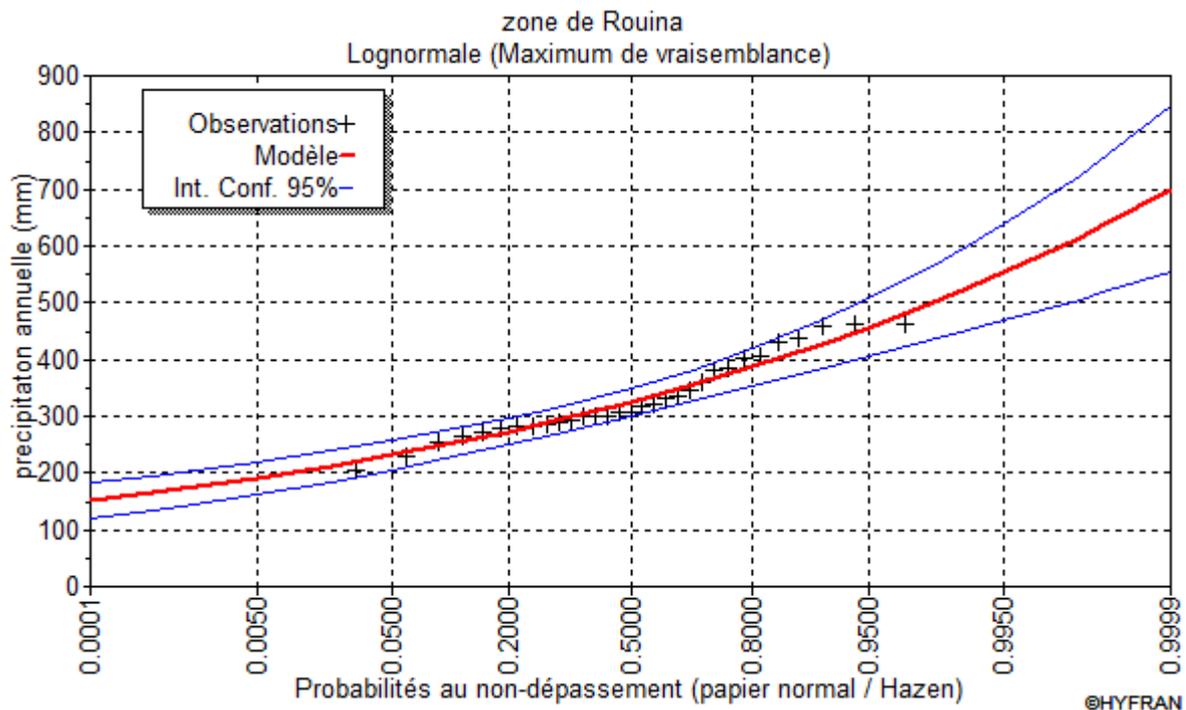


Fig. III.1 : Graphe de calcul des probabilités de pluie.

Les valeurs correspondantes aux probabilités 50 et 80%,20% sont :

F (50%) = 325.14mm

F (80%) =386.81 mm

F (20%) =273.3 mm

D'après ces deux valeurs, on détermine l'année de calcul par l'application de la relation précédente, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tab. III.4 : Précipitations mensuelles de l'année de probabilité 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	annuel
P _{moy} (mm)	15.51	27.32	45.76	45.75	47.31	45.84	35.92	32.3	24.75	6.9	1.35	3.23	331.94
P _{isc} (mm)	12.72	22.4	37.52	37.52	38.79	37.59	29.45	26.49	20.3	5.66	1.11	2.65	272.2

Tab.III.5 : Les valeurs mensuelles d'ETO, p_p% et P_{eff}

mois	ET ₀ (mm/j)	P _p %(mm)	P _{eff} (mm)
Jan	1.52	39	36.6
Fév	1.95	38	35.7
Mar	2.82	29	27.7
Avr	4.09	26	24.9
Mai	4.82	20	19.4
Jui	5.79	6	5.9
Juill	6.95	1	1.00
Aout	6.99	3	3.00
Nov	5.16	13	12.7
Oct	2.85	22	21.2
nov	2.14	37	34.8
Dec	1.33	37	34.8

III .3.3.Détermination des besoins en eau d'irrigation suivant le calendrier cultural

III .3.3.1.Définition

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = (P_{eff} + RFU) - ETM$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

ETM : évapotranspiration maximale (mm/jour)

RFU : réserve facilement utilisable

$$RFU = Y(H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Z$$

Y : degré tarissement

D_a : Densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

H_{cc} : Humidité à la capacité au champ

H_{pf} : Humidité au point de flétrissement

P_{eff} : Pluie efficace

L'irrigation se fait lorsque $B < 0$

Pour notre cas, toutes les données sont résumées dans le tableau suivant :

Tab.III.6 : les données de base

culture	texture du sol	$h_{cc}-h_{pf}$ (mm)	Y	Z	RFU(mm)
maraichère	limono-argileuse	120	0.5	2/3	40
arboriculture	limono-argileuse	120	1.2	2/3	96
céréale	limono-argileuse	120	0.8	2/3	64

Les résultats de calcul pour les différentes cultures sont dans les tableaux ci dessous:

Tab.III.7: besoin en eau de la tomate

Mois	P_{eff} mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	36.6		1.52			
Février	35.7		1.95			
Mars	27.7	40	2.82	0.4	35.03	32.67
Avril	24.9	40	4.09	0.7	86.1	-21.2
Mai	19.4	0	4.82	1.05	156.86	-137.46
Juin	5.9	0	5.79	1.15	199.8	-193.9
Juillet	1.00	0	6.95	0.95	204.6	-203.6
Août	3.00	0	6.99	0.9	188.7	-185.7
Septembre	12.7		5.16			
Octobre	21.2		2.85			
Novembre	34.8		2.14			
Décembre	34.8		1.33			

Tab.III.8 : besoin en eau de l'Oignon

Mois	P_{eff} mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	36.6		1.52			
Février	35.7		1.95			
Mars	27.7	40	2.82	0.4	35.03	32.67
Avril	24.9	40	4.09	0.6	73.8	-8.9
Mai	19.4	0	4.82	0.95	141.98	-122.58
Juin	5.9	0	5.79	1.1	191.1	-185.2
Juillet	1.00	0	6.95	0.85	183.21	-182.21
Août	3.00		6.99			
Septembre	12.7		5.16			
Octobre	21.2		2.85			
Novembre	34.8		2.14			
Décembre	34.8		1.33			

Tab.III.9 : besoin en eau de la pomme de terre de saison (PT/S)

Mois	P_{eff} mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	36.6		1.52			
Février	35.7		1.95			
Mars	27.7		2.82			
Avril	24.9	40	4.09	0.5	123	-58.1
Mai	19.4	0	4.82	0.7	149.42	-130.02
Juin	5.9	0	5.79	0.85	173.7	-167.8
Juillet	1.00	0	6.95	1.2	215.45	-214.45
Août	3.00	0	6.99	0.95	209.7	-206.7
Septembre	12.7		5.16			
Octobre	21.2		2.85			
Novembre	34.8		2.14			
Décembre	34.8		1.33			

Tab.III.10 : besoin en eau de la pomme de terre d'arrière saison (PT/AS)

Mois	P _{eff} mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	36.6		1.52			
Février	35.7		1.95			
Mars	27.7		2.82			
Avril	24.9		4.09			
Mai	19.4		4.82			
Juin	5.9	0	5.79	0.5	87	-81.1
Juillet	1.00	0	6.95	0.7	150.97	-149.97
Août	3.00	0	6.99	0.85	178.2	-175.2
Septembre	12.7	0	5.16	0.95	151.9	-139.2
Octobre	21.2	40	2.85	1	85.5	-24.3
Novembre	34.8	40	2.14	1.2	79.67	-44.87
Décembre	34.8	40	1.33	0.95	37.8	-3

Tab.III.11 : besoin en eau du blé

Mois	P _{eff} mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	36.6	64	1.52	0.7	34.1	66.5
Février	35.7	64	1.95	0.75	42.34	57.36
Mars	27.7	64	2.82	0.8	70.1	21.6
Avril	24.9	64	4.09	0.95	117	-28.1
Mai	19.4	0	4.82	1.1	164.3	-144.9
Juin	5.9	0	5.79	0.8	138.9	0
Juillet	1.00		6.95			
Août	3.00		6.99			
Septembre	12.7		5.16			
Octobre	21.2		2.85			
Novembre	34.8	64	2.14	0.3	8.99	89.81
Décembre	34.8	64	1.33	0.7	18.9	79.9

Tab.III.12 : besoin en eau de l'olivier

Mois	P_{eff} mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	36.6	96	1.52	0.83	39.1	93.5
Février	35.7	96	1.95	0.78	44.1	87.6
Mars	27.7	96	2.82	0.5	43.71	79.99
Avril	24.9	96	4.09	0.5	63	57.9
Mai	19.4	96	4.82	0.5	74.71	40.69
Juin	5.9	0	5.79	0.59	102.6	-96.7
Juillet	1.00	0	6.95	0.74	159.34	-158.34
Août	3.00	0	6.99	0.89	186.6	-183.6
Septembre	12.7	0	5.16	0.95	151.9	-139.2
Octobre	21.2	96	2.85	0.95	81.3	35.9
Novembre	34.8	96	2.14	0.95	62	68.8
Décembre	34.8	96	1.33	0.9	36	94.8

Tab.III.13 : besoin en eau du pommier

Mois	P_{eff} mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	36.6	96	1.52	1.15	54.25	78.35
Février	35.7	96	1.95	1.04	58.87	72.83
Mars	27.7	96	2.82	0.45	39.37	84.33
Avril	24.9	96	4.09	0.45	55.5	65.4
Mai	19.4	96	4.82	0.45	67.27	48.13
Juin	5.9	0	5.79	0.63	109.5	-103.6
Juillet	1.00	0	6.95	0.93	200.26	-199.26
Août	3.00	0	6.99	1.24	260.1	-257.1
Septembre	12.7	0	5.16	1.35	216.07	-203.37
Octobre	21.2	96	2.85	1.35	115.5	1.7
Novembre	34.8	96	2.14	1.35	89.59	41.21
Décembre	34.8	96	1.33	1.27	50.7	80.1

Tab.III.14: besoin en eau du pêcher

Mois	P _{eff} mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	36.6	96	1.52	0.3	14.26	118.34
Février	35.7	96	1.95	0.5	28.42	103.28
Mars	27.7	96	2.82	0.6	52.7	71
Avril	24.9	96	4.09	0.75	93	27.9
Mai	19.4	96	4.82	0.9	134.54	-19.14
Juin	5.9	0	5.79	1.1	191.1	-185.2
Juillet	1.00	0	6.95	1.1	237.15	-236.15
Août	3.00	0	6.99	0.5	105	-102
Septembre	12.7	0	5.16	0.5	80	-67.3
Octobre	21.2	96	2.85	0.4	34.2	83
Novembre	34.8	96	2.14	0.3	19.84	110.96
Décembre	34.8	96	1.33	0.3	12	118.8

Tab.III.15 : Besoins mensuels en eau (mm) des cultures

mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	sep	oct	nov	dec
Tomate			0	21.2	137.46	193.9	203.6	185.7				
Oignon			0	8.9	122.58	185.2	182.21					
PT/S				58.1	130.02	167.8	214.45	206.7				
PT/AS						81.1	149.97	175.2	139.2	24.3	44.87	3
Blé	0	0	0	28.1	144.9	0					0	0
pommier	0	0	0	0	0	103.6	199.26	257.1	203.37	0	0	0
pêcher	0	0	0	0	19.14	185.2	236.15	102	67.3	0	0	0
olivier	0	0	0	0	0	96.7	158.34	183.6	139.2	0	0	0
total	0	0	0	116.3	554.1	1013.5	1343.98	1110.3	549.07	24.3	44.87	3

Les calculs font ressortir des besoins de pointe de 13440m³

III.3.3.2 Le besoin d'irrigation net, B_{net}

C'est le volume ou la hauteur d'eau d'irrigation théorique nécessaire pour obtenir une production optimale sur l'ensemble de la surface cultivée

(On exclut les pertes et la contribution des autres ressources).

III.3.3.3 Le besoin d'irrigation brut, B_{brut}

C'est le volume ou la hauteur d'eau d'irrigation nécessaire en pratique y compris les pertes et les besoins de lessivage mais à l'exclusion de la contribution des autres ressources).

$$B_{brut} = B_{net} / E_{ff} \text{ (mm/j)}$$

Tab.III.16 : Besoin en eau du périmètre d'ELAmra

	TOTAL(mm)	TOTAL(m ³)	Superficie(ha)	B nete(m ³)	B brute(m ³)
PT/S	777.07	7770.7	1220	9480254	12640338.7
PT/AS	617.64	6176.4	1200	7411680	9882240
Pommier	763.33	7633.3	30	228999	305332
Pecher	609.79	6097.9	30	182937	243916
Olivier	577.84	5778.4	630	3640392	4853856
total	3345.67	33456.7	3110	20944262	27925682.7

Tab.III.17 : Besoin en eau du périmètre d'ELAbadia

	TOTAL(mm)	TOTAL(m ³)	Superficie(ha)	B nete(m ³)	B brute(m ³)
Tomate	741.86	7418.6	20	148372	197829.333
Oignon	498.89	4988.9	20	99778	133037.333
Blé	173	1730	3500	6055000	8073333.33
Olivier	577.84	5778.4	570	3293688	4391584
total	1991.59	19915.9	4110	9596838	12795784

Tab.III.18 : besoins en eau du périmètre d'ELAmra-ELAbadia

	TOTAL(mm)	TOTAL(m ³)	Superficie(ha)	B nete(m ³)	B brute(m ³)
Tomate	741.86	7418.6	20	148372	197829.333
Oignon	498.89	4988.9	20	99778	133037.333
PT/S	777.07	7770.7	1200	9324840	12433120
PT/AS	617.64	6176.4	1220	7535208	10046944
Blé	173	1730	3500	6055000	8073333.33
pommier	763.33	7633.3	30	228999	305332
pecher	609.79	6097.9	30	182937	243916
olivier	577.84	5778.4	1200	6934080	9245440
total	4759.42	47594.2	7220	30509214	40678952

III.3.4.Calcul du débit fictif continu

Le débit fictif continu est le débit qu'il faudrait donner 24h/24 pour assurer les besoins en eau du mois de pointe.

$q_s = \text{besoin du mois de pointe} * 10^4 / \text{nombre de jour de travail} * \text{nombre d'heures de travail} * \text{efficience} * 3600$

$q_c = (B \cdot 10000) / (26.18 \cdot 0,75 \cdot 3600)$

Avec B_{pointe} : les besoins de pointe ($B_{\text{pointe}} = 1343.98\text{mm}$)

q_c : Débit spécifique.

K : Coefficient d'efficacité globale du système d'irrigation ($k=0,75$).

En prenant la somme des besoins du mois de pointe le débit fictif continu est :

$$q_c = 10.64(l/s/ha) > 1.5(l/s/ha)$$

Tab.III.19 : calcul du débit fictif continu des différentes cultures

	BESOIN (mm)	Q_c (l/s/ha)
Tomate	203.6	1.61
Oignon	182.21	1.44
PT/S	214.45	1.70
PT/AS	149.97	1.19
Blé	0	0
pommier	199.26	1.58
pecher	236.15	1.87
olivier	158.34	1.25
Moyen	191.99	1.5

D'après les débits calculés, on remarque des grands et des faibles débits, donc on calcul le débit fictif continu par la moyenne des besoins des différentes cultures.

$$q_c = (191.99 * 10000) / (26.18.0,75.3600) = 1.5l/s/ha$$

Conclusion

En conclue que le mois de point est le mois de Juillet avec un débit de 1.5 l/s/ha, c'est-à-dire on dimensionne le réseau d'irrigation à partir de ce débit.

IV.1.INTRODUCTION

L'objectif de cette présente étude est d'acheminer les lâchers des eaux du barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba via une conduite et cela afin d'éviter toutes les pertes occasionnées surtout par les pompes illicites tout le long du parcours jusqu'aux stations de pompage.

Le but recherché dans ce chapitre est d'établir un tracé qui répondra aux recommandations de pose usuelles et permettra la plus adéquate exploitation.

Ce chapitre sera joint des tableaux de calcul, ainsi que le profil en long de l'ensemble de l'adduction.

IV.2.Type d'adduction

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

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

IV.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.2.2. Adduction par refoulement

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

IV.2.3. Adduction mixte

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

IV.3. Adduction et type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement

IV.3.1. 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.

IV.3.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement

IV.4.Critères de choix de tracé

L'emplacement des stations de pompage étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé ou l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

Dans le choix du notre tracé, en essayant de suivre l'oued chélif et éviter le maximum le passage sur les superficies d'hors périmètre.

IV.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 à la résistance des 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 conduites utilisés dans le domaine d'irrigation, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière plastique.

A. Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

B. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

C. PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Pour notre cas, on a choisi des conduites en (fonte) vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction, et plus de ces avantages la disponibilité des grands diamètres dans le marché.

IV.6.Calcul hydraulique

Remarque : nous prendrons comme valeur de projet le débit initialement pris à partir de la prise du barrage qui est de $4\text{m}^3/\text{s}$.

IV.6.1. Proposition des variantes

Plusieurs scénarios peuvent être étudiés pour l'alimentation en eau et la projection de conduite d'adduction vers le périmètre d'EL Amra- EL Abadia.

1. Variante N°1

Le périmètre d'ELAmra-ELAbadia sera irrigué à 100% c'est-à-dire la totalité de la surface qui est 7220ha dont : 3110 pour ELAmra et 4110ha pour ELAbadia.

Pour El Amra le débit caractéristique est de : $S_{\text{irrig}}=3110\text{ha}$, $q_c=3110*1.5=4.67\text{m}^3/\text{s}$.

le débit lâché à partir du barrage Sidi M'hamed Ben Taïba qui est de $4\text{m}^3/\text{s}$ ne peut être réservé complètement pour ce périmètre .ainsi pour le périmètre ELAbadia, On propose des solutions :

- Tel que la participation du barrage d'Ouled Mellouk : on projette une conduite de transfert vers la station de pompage d'ELAbadia.
- La station aspire toujours directement à partir de l'oued chélif l'eau non conventionnelle de la STEP de Ain defla et des autres communes proches.

- Recommandation

Cette variante n'est pas valable pour le moment car Les stations d'épurations ne sont pas réalisées.

Variante N°2

Le périmètre d'ELAmra-ELAbadia ne sera irrigué qu'à 60% de sa surface totale :

Soit pour E L Amra une superficie, $S_{\text{irrig}} = 0.6 * 3110 = 1866 \text{ha}$, le débit caractéristique nécessaire est alors de $q = 1866 * 1.5 = 2.7 \text{m}^3/\text{s}$

Le débit restant soit: $q = 4 - 2.7 = 1.3 \text{m}^3/\text{s}$ ($4 \text{m}^3/\text{s}$ provenant du barrage)

Ce débit n'est pas suffisant pour le périmètre ELAbadia si on fait le calcul de la même façon précédente

$$S_{\text{irrig}} = 4110 \text{ha}$$

$$, S_{\text{irrig}} = 4110 * 0.6 = 2466 \text{ha}$$

$$q = 2466 * 1.5 = 3.6 \text{m}^3/\text{s}$$

Recommandation

Cette variante est plus recommandée pour notre actuellement, en attendant la conception des stations d'épuration.

IV.6.2. Dimensionnement de la conduite d'adduction

La projection de la conduite d'adduction se fera suivant la variante 2, la topographie permet d'acheminer l'eau gravitairement. Les équations d'hydrauliques dans le cas de l'écoulement gravitaire sont les suivantes :

A) cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/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.

Tab. IV.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Tab. IV.2 : les données de base

K'	m	B	C_p B.SMBT(m)	C_p SPG1(m)	C_p SPG2(m)
0.00179	5.3	2	317	210.75	160

Avec : C_p B.SMBT : cote piézométrique du barrage Sidi M'hamed Ben Taiba

C_p SPG1 : cote piézométrique de la station de pompage d'ELAmra

C_p SPG2 : cote piézométrique de la station de pompage d'ELAbadia

Le tableau suivant résulte les différents calculs des pertes de charge ΔH_i et du diamètre avantageux D_{avn}

Tab. IV.3: Diamètres avantageux pour différents tronçons gravitaires.

TRONCONS	$Q(m^3/s)$	$L(m)$	$\Delta H_i(m)$	$D_{cal}(mm)$	$D_{nor}(mm)$
B.SMBT-STPG1	4	20000	106.25	1374.21	1400
STPG1-STPG2	1.3	22000	50.75	1052.48	1200

B) cas du refoulement

Suivant le schéma hydraulique nous avons après les stations de pompage des conduites de refoulement qui amènent l'eau jusqu'aux différents réservoirs.

Leur dimensionnement se fait en utilisant les formules d'hydrauliques dans le cas des écoulements par refoulement.

1. calcul du diamètre économique

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonin)}$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bresse)}$$

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite \leq 1 Km)

Tab. IV.4 : Diamètres économiques pour différents tronçons de refoulement.

Tronçons	Q (m^3/S)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)
STPG1-R1	2.7	1643.17	1800
	2.7	1643.17	1600
STPG2-R2	1.3	1140.18	1200
	1.3	1140.18	1000

2. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les conduites, connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales correspondant à chaque canalisation pour connaître la puissance absorbée par la pompe, donc les frais d'exploitations.

❖ Calcul des pertes de charge

✓ pertes de charge linéaires

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

λ : coefficient de frottement.

Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante:

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

Avec : ε : la rugosité de la conduite qui est égale à 2mm pour la fonte

D : diamètre de la conduite en mm

Tab.IV.5 : calcul des pertes de charge linéaires

Tronçons	ε (mm)	D (mm)	λ	L(m)	Q (m ³ /s)	ΔH_l (m)
STPG1-R1	2	1800	0.0205	2080.49	2.7	1.36
	2	1600	0.0211	2080.49	2.7	2.52
STPG2-R2	2	1200	0.0227	6448.05	1.3	8.22
	2	1000	0.0238	6448.05	1.3	21.45

✓ Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite

(Coudes, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

Tab.IV.6 : calcul des pertes de charge singulières

Tronçons	ΔH_l (m)	ΔH_s (m)
STPG1-R1	1.36	0.2
	2.52	0.38
STPG2-R2	8.22	1.23
	21.45	3.22

✓ Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

Tab. IV.7 : calcul des pertes de charge totales

Tronçons	ΔH_l (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)
STPG1-R1	1.36	0.2	1.56
	2.52	0.38	2.9
STPG2-R2	8.22	1.23	9.45
	21.45	3.22	24.67

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$$

Hg: la hauteur géométrique(m)

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

ΔH_r : pertes de charge au refoulement(m)

Tab. IV.8 :calcul de la hauteur géométrique

$N_{R1}(m)$	$N_{ASP1}(m)$	$H_{g1}(m)$	$N_{R2}(m)$	$N_{ASP2}(m)$	$H_{g2}(m)$
310.2	210.75	99.45	259	160	99

Avec : N_{R1} : Niveau de réservoir d'ELAmra

N_{ASP1} : Niveau d'aspiration de la station de pompage d'ELAmra

N_{R2} : Niveau de réservoir d'ELAbadia

N_{ASP2} :Niveau d'aspiration de la station de pompage d'ELAbadia

Tab. IV.9 : calcul de La hauteur manométrique totale

Tronçons	Hg(m)	$\Delta H_a(m)$	$\Delta H_r(m)$	HMT(m)
STPG1-R1	99.45	106.25	1.56	207.26
	99.45	106.25	2.92	208.62
STPG2-R2	99	50.75	9.45	159.2
	99	50.75	24.67	174.42

❖ **Puissance absorbée par la pompe :**

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

Tab. IV.10 : calcul de la puissance absorbée

Tronçons	Q(m ³ /s)	HMT(m)	η (%)	P(KW)
STPG1-R1	2.7	207.26	80	6862.12
	2.7	208.62	80	6907.15
STPG2-R2	1.3	159.2	80	2537.85
	1.3	174.42	80	2780.47

❖ **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}]$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =18h

P: puissance de la pompe en (kW)

Tab. IV.11 : calcul de l'énergie consommée par la pompe

Tronçons	P _{abs} (KW)	E(KWh)
STPG1-R1	6862.12	45084128.4
	6907.15	45379975.5
STPG2-R2	2537.85	16673674.5
	2780.47	18267687.9

❖ **Frais d'exploitation :**

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

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}]$$

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

e: prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONELGAZ. (**e=4,67DA**)

Tab.IV.12 : calcul des frais d'exploitations

Tronçons	E(KWh)	e(DA)	F _{ex} (DA)
STPG1-R1	45084128.4	4.67	210542879.6
	45379975.5	4.67	211924485.6
STPG2-R2	16673674.5	4.67	77866059.92
	18267687.9	4.67	85310102.49

D'après les frais d'exploitation on remarque que :

$$F_{ex}(D=1800\text{mm}) \leq F_{ex}(D=1600\text{mm})$$

$$F_{ex}(D=1200\text{mm}) \leq F_{ex}(D=1000\text{mm})$$

Donc on prend comme diamètre économique pour les conduites de refoulement :

STPG1-R1: D=1800mm

STPG2-R2: D=1200mm

Tab. IV.13 : résumés des différents résultats

Tronçons	D _{avan} (mm)	D _{econ} (mm)	ΔH _t m	HMTm	P(KW)	E(KWh)	F _{ex} (DA)
B.SMBT-STPG1	1400	-	106.25	-	-	-	-
STPG1-STPG2	1200	-	50.75	-	-	-	-
STPG1-R1	-	1800	1.56	207.26	6862.12	45084128.4	210542879.6
STPG2-R2	-	1200	9.45	159.2	2537.85	16673674.5	77866059.92

IV.7.Calcul des pressions :

On suppose que la pression au point le plus défavorable au niveau de la station de pompage d'ELAbadia (STPG2) est égale à 3m.c.e, après on calcul la cote piézométrique a ce point par la formule suivante :

$$C_{p2} = C_{T2} + 3 = 157 + 3 = 160\text{m}$$

$$C_{p1} = C_{p2} + \Delta H_{1-2} = 160 + 50.75 = 210.75\text{m}$$

$$C_B = C_{p2} + \Delta H_{2-B} = 210.75 + 106.25 = 317\text{m}$$

Tab : calcul des pressions en tête des stations et du barrage

Tronçon	C _p (m)	C _T (m)	P(m)
B.SMBT	317	274	43
STPG1	210.75	206.4	4.35
STPG2	160	157	3

IV.8.Etude des deux stations de pompage :

On note une réhabilitation des deux stations de pompage qui est résumée dans les annexes.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a cité les différents types d'adduction ainsi que les caractéristiques de chaque type du matériau et les critères du choix du tracé.

Pour notre cas, le choix du matériau est basé sur ses avantages et aussi de sa disponibilité dans le marché en grands diamètres (1200,1400 ,1800) malgré le cout assez élevé. On a essayé de respecter au maximum pour le tracé de notre conduite le suivi du cours de l'oued chélif et de traverser au minimum les superficies d'hors périmètre.

Ainsi on a fait le dimensionnement des conduites gravitaire, refoulement ainsi que la réhabilitation des deux stations de pompage ELAmra-ELAbadia.

V.1.INTRODUCTION

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

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

V.2. Protection des conduites contre le coup de bélier

V.2.1. Définition

Le coup de bélier ou les régimes transitoires sont des phénomènes complexes qu'il n'est pas possible de traiter de façon détaillée dans le cadre restreint de cette étude. Les régimes transitoires dépendent directement de variations brutales de la vitesse d'écoulement dans la conduite. Ces variations de vitesse sont à l'origine de variations de pression (également appelées coups de bélier) qui peuvent être positives ou négatives.

V.2.2.Origines des coups de bélier

Les régimes transitoires ou coups de bélier ont des causes très diverses, à titre d'exemple on peut citer :

- disjonction électrique,
- manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne
- fin de remplissage d'une conduite,
- implosion d'une poche de cavitation,
- arrêt et démarrage d'une pompe.
- modification de la vitesse d'une pompe.
- variation d'un plan d'eau.
- la disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Dans le cas d'une station de pompage, les régimes transitoires les plus dangereux sont consécutifs à une disjonction électrique (ou panne de courant).

Il est rappelé que, dans le cas d'une disjonction électrique, la présence d'une variation de vitesse électronique ou de démarreur-ralentisseur électronique est sans effet sur les régimes transitoires et ne dispense pas, en conséquence, de l'étude et de l'installation de la protection anti-bélier.

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

V.2 .3. Risques dus aux coups de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

V.3. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents dispositifs de protection contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un surpresseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un surpresseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

a) Réservoirs d'air

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

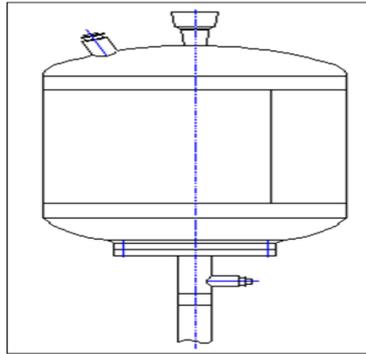


Fig. V.1: Réservoir hydropneumatique.

b) Cheminée d'équilibre

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

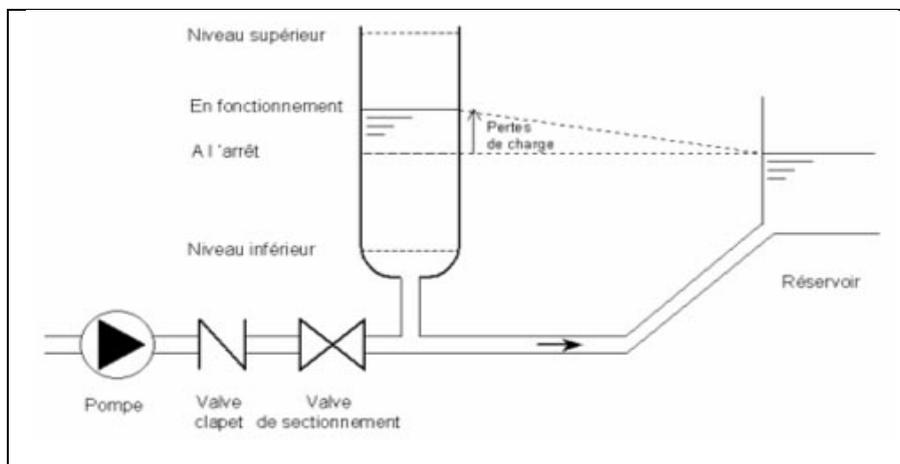


Fig.V.2: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.

c) Soupape 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 la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

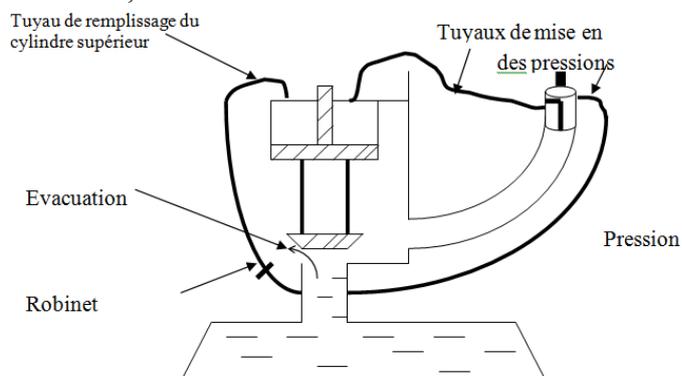


Fig.V.3: Soupape de décharge type LEZIER.

d) Volant d'inertie

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

Remarque : Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations du réservoir d'air.

V.3.1. Les réservoirs d'air

V.3.1.1. Principe de fonctionnement

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, en ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

V.3.1.2. Méthodologie de calcul

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

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

V.3.1.3. Dimensionnement du réservoir d'air

- On calcule la célérité d'onde donnée en (m/s) à l'aide de la formule améliorée par Saleh Boualem pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} ;$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau.

ρ : Masse volumique de l'eau.

E_m : module de Young du matériau de la conduite.

E_s : module de Young du sol.

ν_m : coefficient de poisson du matériau.

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

La charge tenant compte du coup de bélier en (m) :

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} ;$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur (m/s^2).

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue en (m) :

$$Z_0 : H_g + 10 ;$$

La charge maximale absolue en (m) :

$$Z_{max} = Z + 10 ;$$

On a:

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \left. \vphantom{h_0} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{min}}{Z_0} ;$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc : $U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}}$;

Avec U_{max} est le volume du réservoir d'air en (m^3).

• Les données de base :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tab .V.1: Les caractéristiques des conduites de refoulement.

Tronçons	D (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	Hg (m)
STPG1-R1	1800	2.54	1.06	2080.49	99.45
STPG2-R2	1200	1.13	1.15	6448.05	99

• Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tab. V. 2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

Tronçons	K (Pa)	ρ (kg/m^3)	a (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
STPG1-R1	$2,07 \times 10^9$	1000	1.78	0,3	0,33	2×10^8	17×10^{10}	0.0207	880.5
STPG2-R2	$2,07 \times 10^9$	1000	1.18	0,3	0,33	2×10^8	17×10^{10}	0.0153	904.53

- **Calcul de la capacité de réservoir d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tab. V.3: Calcul de volume de réservoir d'air.

Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V _{normalisé} (litre)
109.45	204.59	1.06	9.81	0.057	5.21*10 ⁻⁴	3.4*10 ⁻³	0.59	17.97	30.46	31000
109	215.04	1.15	9.81	0.067	6.15*10 ⁻⁴	3.4*10 ⁻³	0.57	24.77	43.46	44000

V.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

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

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

La célérité de l'onde se calcul selon la formule améliorée par **SALAH. B**.

Mr.

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = Hg + \frac{CV_0}{g}$$

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

$$t_r = \frac{2 \times L}{C}$$

Avec :

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

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

Tab.V.4 :calcul du temps de retour de l'onde de déformation

Tronçons	K (Pa)	ρ (kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (m)	C(m/s)	T _r (s)
B.SMBT- STPG1	2,07×10 ⁹	1000	1.38	0,3	0,33	2×10 ⁸	17×10 ¹⁰	0.0171	893.63	44.76
STPG1- STPG2	2,07×10 ⁹	1000	1.18	0,3	0,33	2×10 ⁸	17×10 ¹⁰	0.0153	904.87	48.63

V.5. Pose de canalisation

- **Principe de pose de canalisation**

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 chèvres 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 étagage 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'aire entraînée 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.

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

- **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 possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont 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 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.

- **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

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 V.4).

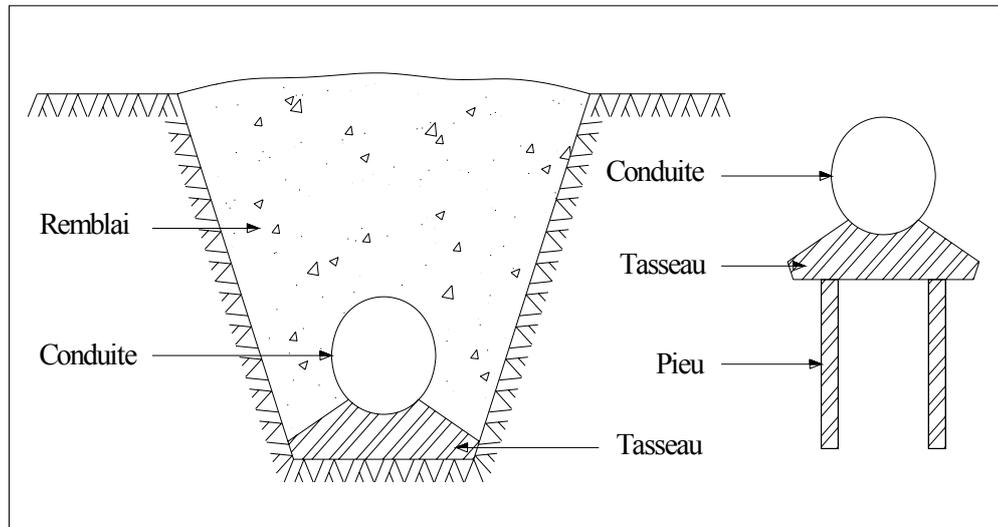


Fig.V.4 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

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 V.5) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500 Ω .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 V.5).



Fig .V.5: Pose de conduites dans un terrain agressif.

- **Pose de canalisation en galerie**

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige 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 dans des regards implantés de par et d'autre de la route (figure V.6).

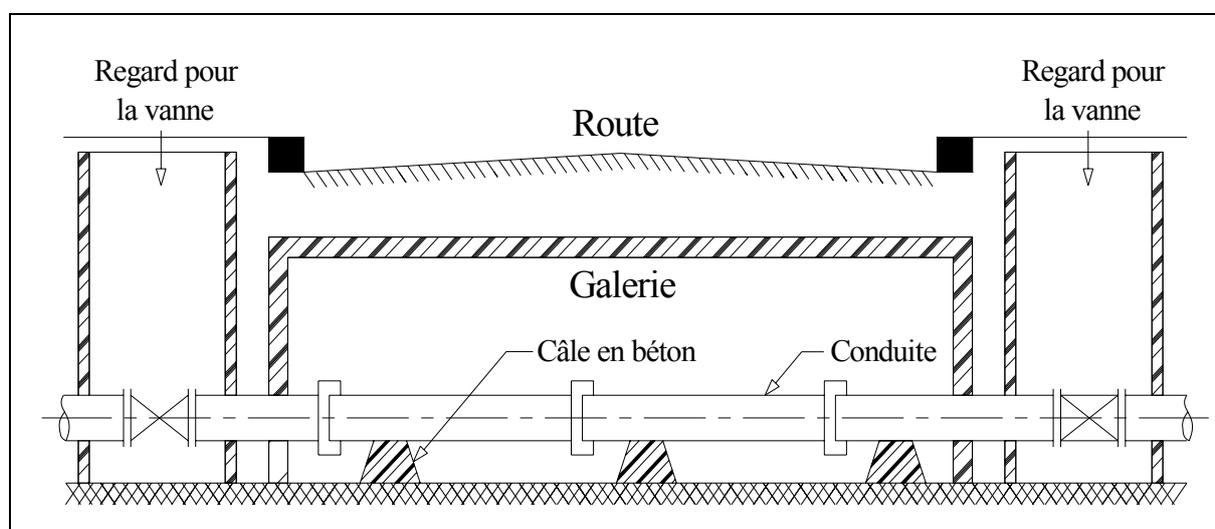


Fig.V.6: Pose de canalisation en galerie

- **Traversée d'une rivière**

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

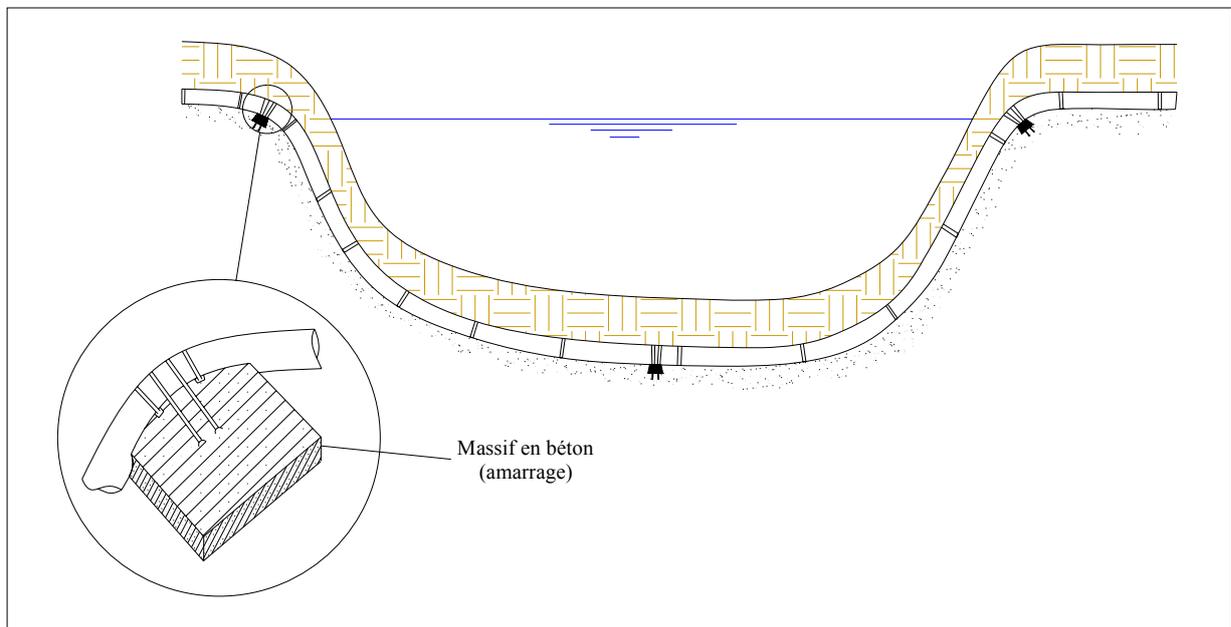


Fig .V.7: traversée d'une rivière

V.6.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

- Soutirer les débits.

V.6.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

a) Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

b) Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c) Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

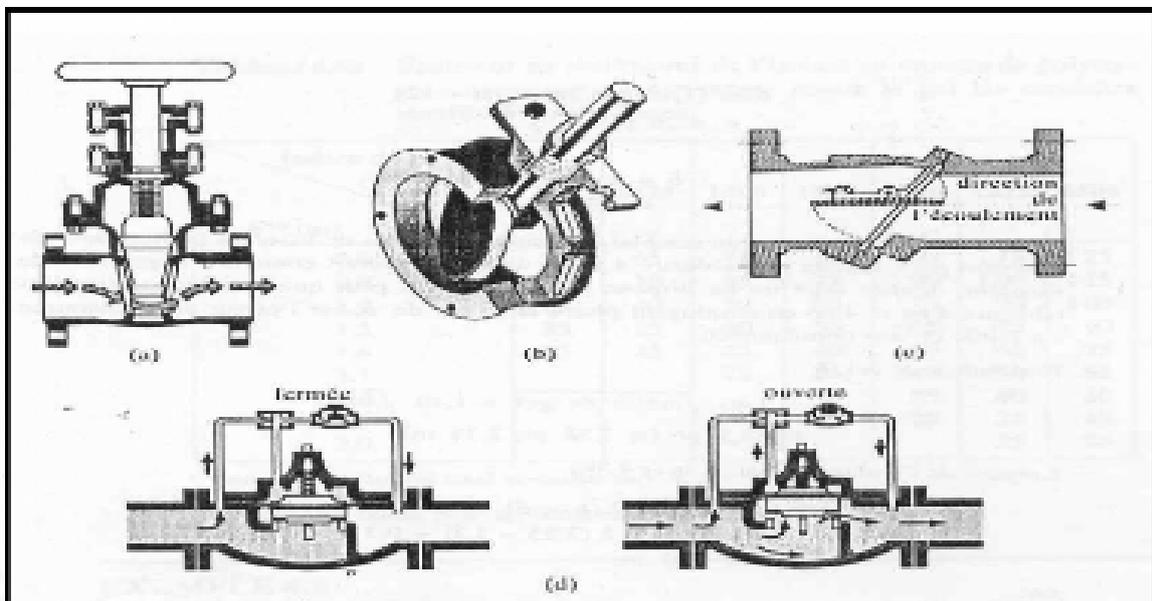


Fig.V.8: les différents types de vanne

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour

d) vanne de réduction de pression.

V.6.2. Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

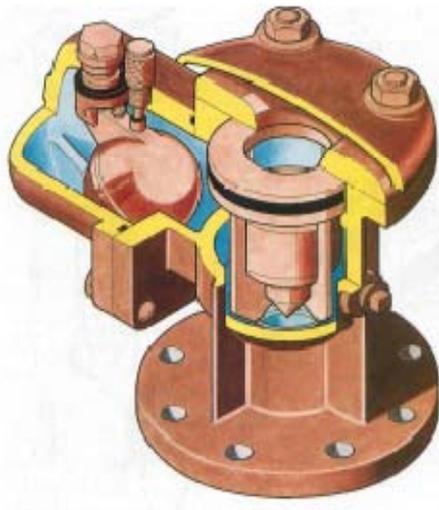
a) Rôles de la ventouse

La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts.

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- ✓ Ventouse simple.
- ✓ Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Fig.V.9: Les différents types de ventouses

V.6.3. Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

V.6.4. Clapet anti retour

Le clapet anti retour est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

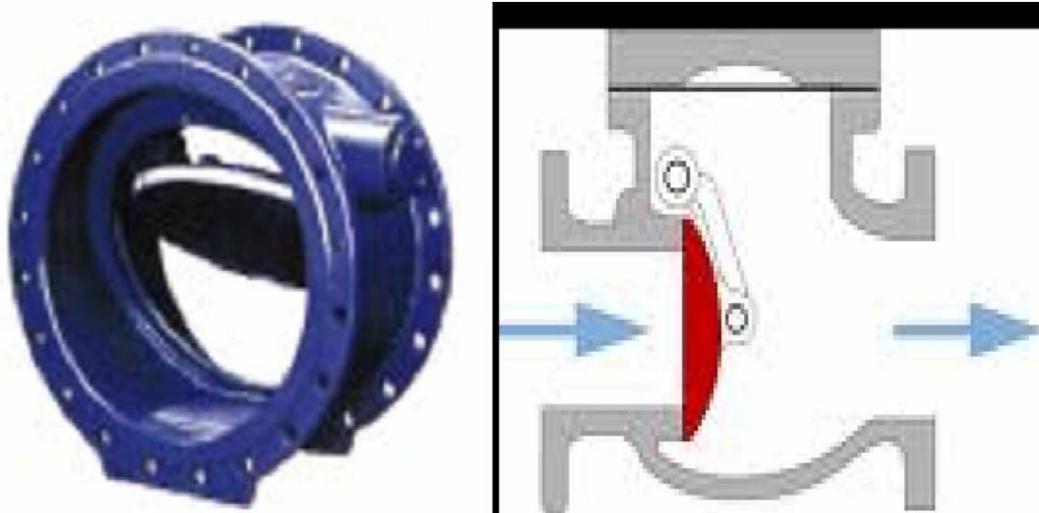


Fig.V.10 : Clapet anti retour

V.6. 5.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

La déviation d'une partie d'écoulement.

L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.

Le changement de diamètre de la conduite.

Le montage et le démontage des accessoires.

Le changement de direction de la conduite.

1) Coudes

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

2) Cônes

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

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.

4) Joints

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...).

V.6. 6.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

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

V.6. 7.Crépines

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.

V.7.Organes de mesures

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.11).La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

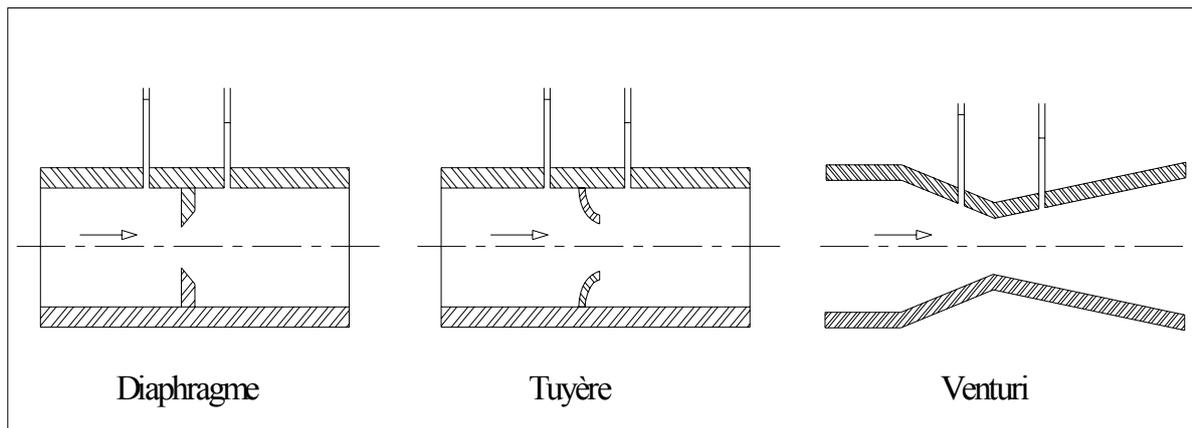


Fig .V.11 : Débitmètres déprimogènes

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 usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI.12).

➤ 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.



Fig .V.12: Photo d'un manomètre

Conclusion

Dans ce chapitre, on opte pour la protection contre le régime transitoire juste à la sortie de la station de pompage de site ELAmra et ELAbadia, l'installation d'un réservoir d'air d'une capacité de 31000 et 44000 l respectivement et pour la protection de la conduite gravitaire, on fait l'étude sur la fermeture de la vanne sur cette conduite (B.SMBT- STPG1 ; STPG1- STPG2) qui prend un temps de 44.76, 48.63(s) respectivement.

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 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....

VI.1. Travaux concernant l'adduction

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

- **Exécution des tranchées**

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

- **Construction des regards**

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

- **Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

- **Pose des conduites**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

- **Remblayage des tranchées**

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

- **Nivellement et compactage**

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

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

- **Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé de la façon suivante : $V_{exc} = H_{tr} * b * L$

- **Calcul de la profondeur du tranchée :**

$$H_t = D + h + h_1$$

Avec : H_t : profondeur de la tranchée ;

D : diamètre de la conduite ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol =1m

h_1 : épaisseur du lit du sable=0.15m

- **Calcul de la largeur du tranchée :**

$$b=D+0.6$$

Avec : b : largeur de la tranchée.

• **Volume du lit du sable**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long de la tranchée qui est d'une longueur de L , dont il prend la même largeur du lit de tranchée b .

D'où :

$$V_s = h_1 * b * L$$

• **Volume de la conduite**

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

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$V_c = S_c \times L$$

• **Remblais compacté**

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Tab.VI.1 :Les volumes des travaux de l'adduction

Tronçon	$H_{tr}(m)$	$b(m)$	$V_s(m^3)$	$V_c(m^3)$	$v_{ex}(m^3)$	$V_r(m^3)$
B.SMBT-STPG1	2.55	2	6000	30772	102000	65228
STPG1-STPG2	2.35	1.8	5940	24868.8	93060	62251.2

VI.3.Planification des travaux

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

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

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

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

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation Review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

VI.3.1. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VI.2.

Tab.VI.2:Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Exécution des tranchées « tranche 1 »	30
B	Exécution des tranchées « tranche 2 »	30
C	Pose du lit de sable« tranche 1 »	10
D	Pose du lit de sable« tranche 2 »	10
E	Pose de la canalisation « tranche 1 »	20
F	Pose de la canalisation « tranche 2 »	20
J	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	10
H	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	10

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

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau suivant

Tab.VI.3: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède
A	B.C	-----
B	D	A
C	D.E	A
D	F	B.C
E	F.J	C
F	H	D.E
J	H	E
H	-----	F.J

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VI.1 où les dates de commencement et de finitions au plus tôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches rouges portées sur la figure VI.1 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **100 jours**.

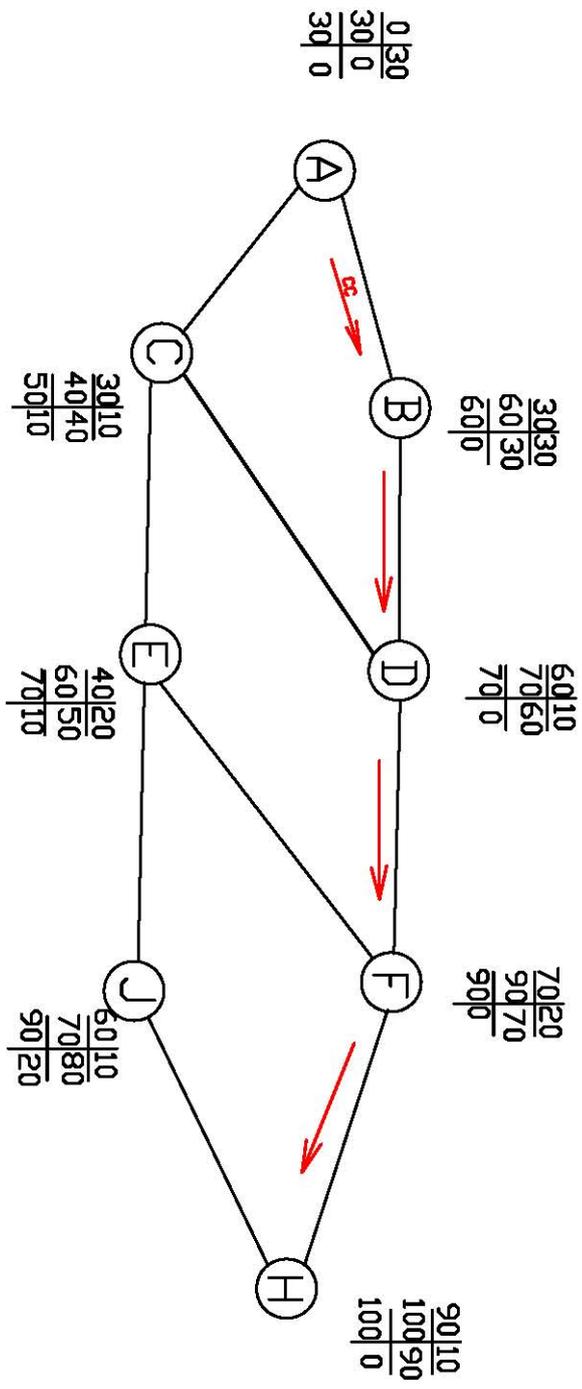


Fig VI.1 : RESEAU A NCEUD DE L'ADDUCTION

VI.4.Les Engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VI.4.1. Pelle hydraulique

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

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

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

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



FigVI.2: Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VI.4.2. Les Dozer

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

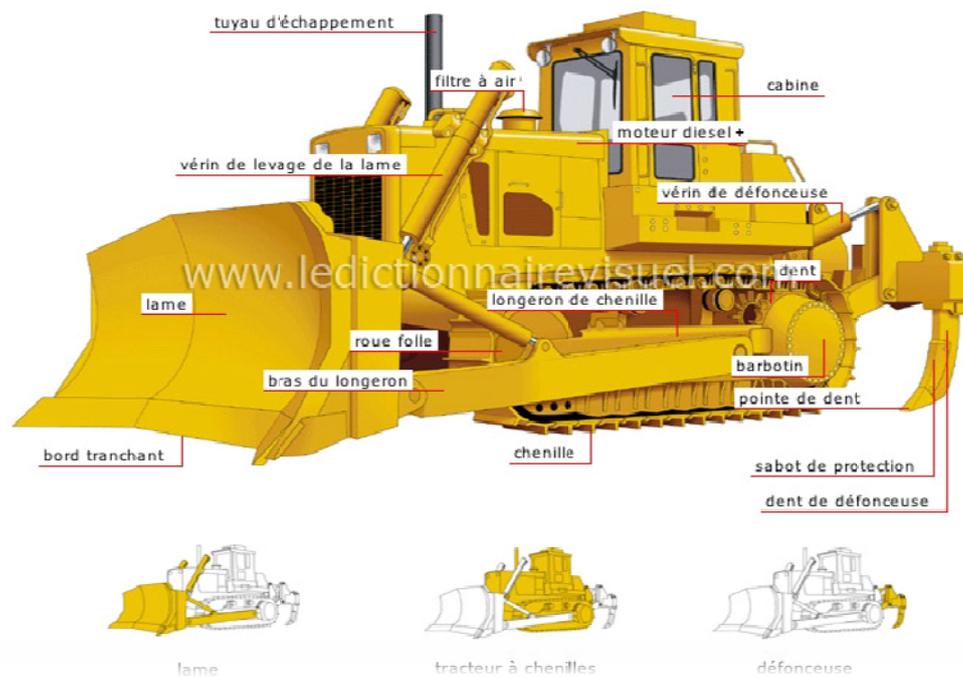
Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

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

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

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

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



FigVI.3: Bulldozer

VI.4.3. Chargeur

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



FigVI.4: Chargeur

VI.4.4. Compacteur (vibrateur de sol)

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



FigVI.5: Compacteur Mono



FigVI.6.: Compacteur manuel (pilonneuse)

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

CONCLUSION GENERALE

Le périmètre d'ELAmra ELAbadia est l'un des plus vieux périmètres irrigués à partir des barrages mobilisant les eaux des affluents de l'oued chéloff.

Malheureusement au fil des ans les superficies irrigables ont nettement diminuées.les raisons sont multiples :

Changement de statut foncier du à une réorientation de la politique agricole, on est passé d'une agriculture planifiée à une agriculture libérale.

Un changement climatique faisant que les pluies sont males réparties dans le temps et dans l'espace ce qui influe sur les volumes d'eau mobilisés.

Suite à cette situation l'office nationale de l'irrigation et du drainage à donc décidé de projeter une conduite d'adduction directement du barrage vers les stations de pompage existantes afin de minimiser le manque à gagner due au pompage illicite.

Le choix du tracé de la conduite peut avoir plusieurs variantes, cependant nous avons opté pour la plus simple à savoir une seule conduite qui longe l'oued et évite de traverser les parcelles.

Ce projet peut sembler intéressant vu qu'il permet d'économiser plus de 15 millions de m³ d'eau.

Le problème qui peut se poser en dehors du cout du projet, c'est une altération de la fonction environnementale, puisque le débit de base qui doit couler dans l'oued est nul.

Ce problème peut être contourné si la STEP d'Ain Defla assure le débit mais non la qualité d'eau.

Ce projet doit être accompagné d'une sensibilisation importante des agriculteurs pour éviter tous ces problèmes.

Bibliographie

- BRAHIME BENHAFID., Etude d'aménagement hydro-agricole du périmètre d'EL-OUTAYA. W. BISKRA, mémoire d'ingénieur, ENSH de Blida, 2004.

- J. P. BECHAC-P. BOUTIN B. MERCIER P.; NUER., Traitement des eaux usées, Edition EYROLLES, Paris., 1984.260 p.

- SAKHRAOUI F., ETUDE DE L'EXTENSION DE LA STATION DE TRAITEMENT D'AIN ZADA (W.BORDJ BOU ARRERIDJ), mémoire d'ingénieur, ENSH de Blida, 2011.

- TOUAIBIA, BÉNINA. Manuel d'hydrologie ISBN.BLIDA Algérie. mars 2004, 166p.

- VERMEIREN L., JOMLING G.A., L'irrigation localisée : calcul, mise en place, exploitation, FAO, Rome, 1983. 220 p.

1. DUREE DES PHASES DE DEVELOPPEMENT DES CULTURES

Culture	Init.	Dévol	Mi	Arrête	Total	Date Plant	Région
Arachide	25	35	45	25	130	Saison sèche Mai/Juin	Afrique de l'Ouest Méditerranéen
	35	45	35	25	140		
Artichaut	40	40	250	30	360	Avr (1 an) Mai (2 yr)	Californie (couper en mai)
	20	40	220	30	310		
Aubergine	30	40	40	20	130	Octobre Mai/Juin	Régions arides Méditerranéen
	30	45	40	25	140		
Betterave	15	25	20	10	70	Avr/Mai Fév/Mars	Méditerranéen Méditerr. & R. Arides
	25	30	25	10	90		
Betterave sucrière	45	75	80	30	230	Novembre	Méditerranéen
	25	35	50	50	160	Mai	Méditerranéen
	35	60	70	40	205	Novembre	Régions arides
Blé/Orge	15	25	30	30	120	Novembre	Inde (Centrale) 35-45 °Lat Afrique de l'Est
	20	25	60	30	135	Mars/Avril	
	15	30	65	40	150	Juillet	
Blé d'hiver	30	140	40	30	240	Novembre	Méditerranéen
Carotte	20	30	50/30	20	100	Oct/Jan	Climats arides Méditerranéen
	30	40	60	20	150	Fév/Mars	
Céleri	20	35	45	25	125	Avril	Californie, USA Régions arides
	35	55	60	40	190	Oct/Nov	
Céleri	25	40	95	20	180	Oct	Climats (semi)-arides Méditerranéen
	25	40	45	15	125	Avril	
Célestes	20	30	60	40	150	Avril	Méditerranéen Pakistan; Rég. arides
	25	35	65	40	165	Oct/Nov	
Citrouille	20	30	30	20	100	Mars, Août	Méditerranéen Europe
	25	35	35	25	120	Juin	
Concombre	20	30	40	15	105	Juin/Août	Régions arides Régions arides
	25	35	50	20	130	Nov; Fév	
Coton	30	50	60	55	195	Mars; Avr/Mai	Egypte; Pakistan Yemen Texas
	30	50	60	55	195	Sept	
	30	50	55	45	180	Avril	
Courgette	25	35	25	15	100	Avril	Médit.; R. Arides Médit.; Europe
	20	30	25	15	90	Mai/Juin	
Crucifères	20	30	20	10	80	Avril	Méditerranéen Méditerranéen Méditerranéen
	25	35	25	10	95	Février	
	30	35	30	40	135	Oct/Nov	
Épinard	20	20	25	5	70	Avr; Sep/Oct	Méditerranéen Régions arides
	20	30	40	10	100	Novembre	
Haricots (sec)	20	30	40	20	110	Mai/Juin	Climats Continental Pakistan, Calif.
	15	25	35/30	20	95	Juin	
Haricot (vert)	20	30	30	10	90	Fév/Mars	Calif., Méditerranéen Calif., Egypte, Liban
	15	25	25	10	75	Août/Sept	
Laitue	20	30	15	10	75	Avril	Méditerranéen Méditerranéen Régions arides
	30	40	25	10	105	Nov/Jan	
	25	35	30	10	100	Oct/Nov	
Lentille	20	30	60	40	150	Avril	Europe Régions arides
	25	35	70	40	170	Oct/Nov	

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	MI-saison	Arrivée saison	Récolte	
Banquier tropical subtropical	0.4-0.5	0.7-0.85	1.0-1.1	0.9-1.0	0.75-0.85	0.7-0.8
	0.5-0.65	0.8-0.9	1.0-1.2	1.0-1.15	1.0-1.15	0.85-0.95
Haricot vert	0.3-0.4	0.65-0.75	0.95-1.05	0.9-0.95	0.85-0.95	0.85-0.9
	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.75-0.8	0.7-0.8
Chou	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.9-1.0	0.8-0.95	0.7-0.8
Coton	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.9	0.65-0.7	0.8-0.9
Raisin	0.35-0.55	0.6-0.8	0.7-0.9	0.6-0.8	0.55-0.7	0.55-0.75
Arachide	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.75-0.85	0.55-0.6	0.75-0.8
Maïs doux grain	0.3-0.5	0.7-0.9	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
	0.3-0.5*	0.7-0.85*	1.05-1.2*	0.8-0.95	0.55-0.6*	0.75-0.9*
Oignon sec vert	0.4-0.6	0.7-0.8	0.95-1.1	0.85-0.9	0.75-0.85	0.8-0.9
	0.4-0.6	0.6-0.75	0.95-1.05	0.95-1.05	0.95-1.05	0.65-0.8
Pois, frais	0.4-0.5	0.7-0.85	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
Poisson, frais	0.3-0.4	0.6-0.75	0.95-1.1	0.85-1.0	0.8-0.9	0.7-0.8
Pomme de terre	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.2	0.85-0.95	0.7-0.75	0.75-0.9
Riz	1.1-1.15	1.1-1.5	1.1-1.5	0.95-1.05	0.95-1.05	1.05-1.2
Carthame	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.7	0.2-0.25	0.65-0.7
Sorgho	0.3-0.4	0.7-0.75	1.0-1.15	0.75-0.8	0.5-0.55	0.75-0.85
Soja	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.15	0.7-0.8	0.4-0.5	0.75-0.9
Betterave saccharée	0.4-0.5	0.75-0.85	1.05-1.2	0.9-1.0	0.6-0.7	0.8-0.9
Choux à sucre	0.4-0.5	0.7-1.0	1.0-1.3	0.75-0.8	0.5-0.6	0.85-1.05
Tournesol	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.7-0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.2	0.9-1.0	0.75-0.85	0.65-0.95
Tomate	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.95	0.6-0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.05	0.8-0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Ré	0.3-0.4	0.7-0.8	0.95-1.2	0.65-0.75	0.2-0.25	0.8-0.9
Luzerne	0.3-0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sacrés sans sarclage						0.65-0.75 0.85-0.9
Oliver						0.4-0.6

Premier chiffre : avec forte humidité (H(Rain) > 70%) et vent faible (U < 5 m/sec).
 Second chiffre : avec faible humidité (H(Rain) < 20%) et vent fort (> 5 m/sec).

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 33, Tableau 18.

Culture	Init.	Dével	Mi	Arribre	Total	Date Plant.	Région
Lini	25	35	50	40	150	Avril	Europe Arizona
	30	40	100	50	220	Octobre	
Maïs (doux)	20	20	30	10	80	Mars	Philippines Méditerranéen Climats arides
	20	25	25	10	80	Mai/Juin	
	20	30	50/30	10	90	Oct/Déc	
Maïs (grain)	30	50	60	40	180	Avril	Afrique de l'Est (alt.) Climats arides Nigeria (humide) Inde (acc. froid) Spain (spring, sum.)
	25	40	45	30	140	Déc/Jan	
	20	35	40	30	125	Juin	
	20	35	40	30	125	Octobre	
	30	40	50	30	150	Avril	
Melon	25	35	40	20	120	Mai	Méditerranéen Régions arides
	30	45	65	20	160	Déc/Jan	
Mil	15	25	40	25	105	Juin	Pakistan USA (centre)
	20	30	55	35	140	Avril	
Oignon (sec)	15	25	70	40	150	Avril	Méditerranéen Régions arides
	20	35	110	45	210	Octobre	
Oignon (vert)	25	30	10	5	70	Avril/Mai	Méditerranéen Régions arides
	20	45	20	10	95	Octobre	
Pois	15	25	35	15	90	Mai	Europe Méditerranéen
	20	30	35	15	100	Mars/Avril	
Poisson	25/30	35	40	20	125	Avril/Juin	Europe & Méditerr. Régions arides
	30	40	110	50	210	Octobre	
Pomme de terre	25	30	30/45	30	115/130	Jan/Nov	Climats (semi)-arides Climat Continental Europe
	25	30	45	30	130	Mai	
	30+15	35	50	30	145	Avril	
Radis	10	10	15	5	40	Mars/Avril	Méditerr.; Europe Régions arides
	10	10	15	5	40	Hiver	
Ricin	25	40	65	50	180	Mars	Climats (semi)-arides
Soja (seve)	20	30/35	60	25	140	Mai	USA (Centre) Japon
	20	25	75	30	150	Juin	
Sorghu	20	35	40	30	130	Mai/Juin	USA, Pakir., Méd. Régions arides
	20	35	45	30	140	Mars/Avril	
Tomate	30	40	40	25	135	Janvier	Régions arides Régions arides Méditerranéen
	35	45	70	30	180	Oct/Nov	
	30	40	45	30	145	Avril/Mai	
Tournesol	25	35	45	25	130	Avril/Mai	Médx.; Californie

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 24, Tableau 22.

PM 125/3 B

Caractéristiques requises

Débit	540 l/s
Hauteur de refoulement	207 m
Fluides	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
Nbre de pompes	6

Caractéristiques de la pompe

Débit	108 l/s
Hauteur de refoulement	798 m
Puissance absorbée	297 kW
Rendement	88,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	338 m
Ø int. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	315 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

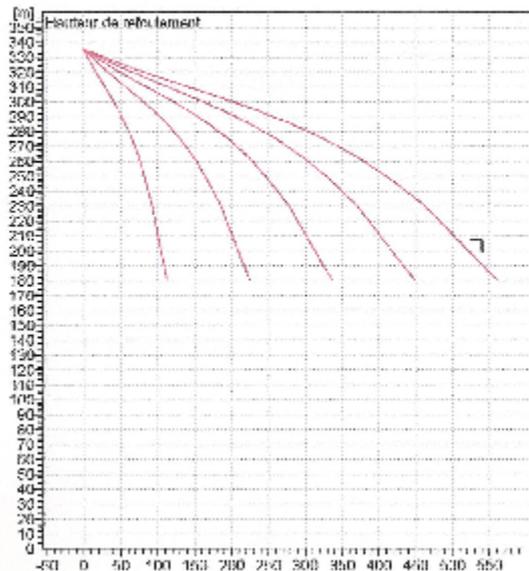
Démarrages / h max.	5
Température méd. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	808 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	2170 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Rotte	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Clempise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Cauchoouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presso-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

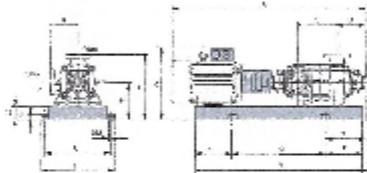


Caractéristiques de fonctionnement

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2612
- B = 2160
- C = 343
- D = 337
- DN_{in} = 150
- DN_{out} = 125
- E = 161
- F = 350
- G = 1300
- H = 631
- I = 870
- L = 620
- M = 77
- N = 100
- O = 50
- P = 535
- Q = 955
- R = 1060
- V = 320



Notes:

Date	Page	Ofre n°	Pce.N°
20.06.2012	1		

ABAQUE

DE M. V. BERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

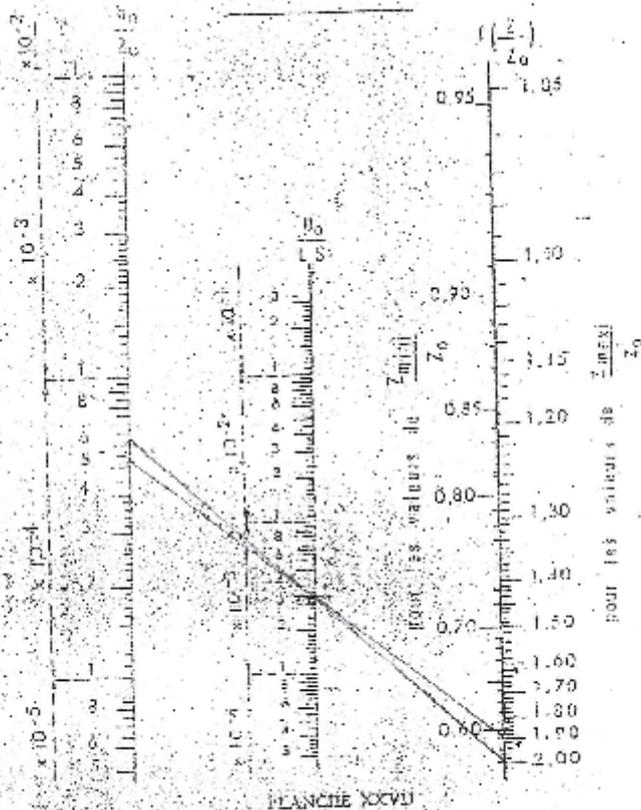


PLANCHE XXVII

PM 150/6 B

Caractéristiques rapides

Débit	325 l/s
Hauteur de refoulement	158 m
Fluide	Eau, claire
Température	280 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N. de pompes	5

Caractéristiques de la pompe

Débit	31,9 l/s
Hauteur de refoulement	160 m
Puissance absorbée	162 kW
Rendement	70 %
Hauteur manométrique H(Q=0)	213 m
Ø int. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

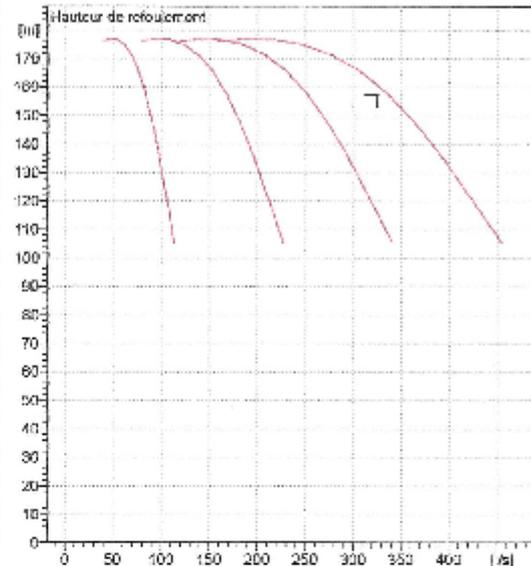
Démarrages / h max.	5
Température max. du fluide pompé	383 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	2340 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'éclage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Prasse-Étoupe	Fonte
Étoupe	Tresse graphite



Caractéristiques de fonctionnement

UNIBEO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend [%]	NPSH [m]

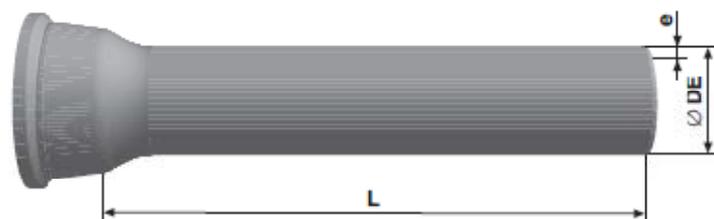
Dimensions mm

- A = 5037
- B = 2437
- C = 860
- D = 251
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 400
- G = 1007
- H = 641
- I = 670
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370



Notes:

Date 20.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos A*
--------------------	-----------	----------	--------



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.
Tolérances: voir norme NBN EN 545

Jointes disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 2000 Standard
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +
DN 350 – 600 Standard V+i
DN 350 – 600 Universal Standard Vi
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve
DN 350 – 1200 Standard Ve
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)
DN 2000 nous consulter