

Higher National School of Hydraulic

The Library

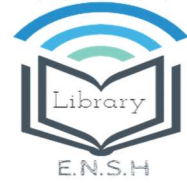
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et rénovation du réseau d'AEP de la partie haute de la ville d'Arris (Dachrat d'Arris).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-13

APA Citation (توثيق APA):

Zerdani, Asma (2013). Diagnostic et rénovation du réseau d'AEP de la partie haute de la ville d'Arris (Dachrat d'Arris)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

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'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**DIAGNOSTIC ET RENOVATION DU RESEAU
D'A E P DE LA PARTIE HAUTE DE LA VILLE
D'ARRIS (DACHRAT D'ARRIS)
(W.BATNA)**

Présenté par :

M^{elle} ZERDANI ASMA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r O. KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r R.KERID	M A.B	Examineur
M^r M.BELALI	M A.B	Examineur
M^r B.SALAH	Professeur	Promoteur

Septembre 2012

D I D I C A C E

Je dédie ce modeste travail en Signe de respect et de reconnaissance à:

- ❖ *Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.*
- ❖ *Mon marie pour ces efforts et ces sacrifices*
- ❖ *Mon promoteur. SALAH BOUALÈM*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs.*
- ❖ *Toute ma grande famille surtout*
- ❖ *Tous mes amis.*
- ❖ *Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

ASMA

REMERCIEMENT

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

Mes remerciements à ma mère et mon père, Mon marie, ma belle mère et mon beau père... Je remercie fortement mon promoteur : Mr S.BOUALLEM de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

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

Mes remerciements vont également à : mes sœurs KAMILIA, RANIA, mes frères DJAMIL, KHAYREDDINE et MOUHAMED Mes beaux frères et Mes belles sœurs et tous mes amis : ROUMISSA, FATI, RATIBA, IMENE, RAWA, MIMI, RAYANE,.....

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

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

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

ASMA

ملخص

يهدف العمل الذي نقوم به إلى دراسة كيفية إعادة تأهيل نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لدشرة اريس ، بمعنى تحديد النقائص الموجودة في نظام جلب و توزيع المياه وكذلك منشآت التخزين (خزانات المياه) و أيضا مراجعة سعة الشبكة الحالية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة 2035 .

سمحت لنا هذه المراجعة بإعطاء بعض التعديلات والنصائح لتحسين التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمنطقة بهدف إرضاء المستهلكين الذين يعانون من نقص فادح في المياه.

كما نذكر أيضا طرق الصيانة وعمليات المراقبة التي تجري على منشآت الري.

Résumé

Notre travail consiste à faire une étude de diagnostic et rénovation du système d'alimentation en eau potable de la Dachrat d'ARRIS, c'est à dire la détermination des défaillances du système d'adduction et de distribution ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs) et la vérification de la capacité du réseau existant de véhiculer les débits nécessaires à l'horizon d'étude 2035.

Cette vérification nous permettra de donner un certains nombres de modifications qui ont pour but de satisfaire les consommateurs qui souffrent d'un manque flagrant d'eau.

Nous citons aussi les notions et les opérations de contrôle et d'entretien à effectuer sur tous les ouvrages hydrauliques.

Abstract

Our work consists of studying the rehabilitation of the water feeding system out of drinking water of the tube of ARRIS , that is to say the determination of the failures of the adduction and distribution system as well as the works of storage (water stores) and the checking of the capacity of the network existing to convey the flows necessary to the horizon of study 2035 .

This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city.

We mention also the concepts of the check operations of control and maintenance to carry out on all the hydraulic forme works.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1-1-Introduction	2
1-2- Situation géographique et contexte physique.....	2
1-2-1-Situation géographique.....	2
1-3-Situation hydrographique.....	3
1-4- Situation géologique et hydrogéologique.....	3
1-5-Situation climatique	5
1-5-1-Pluviométrie.....	5
1-5-2Température.....	6
1-5-3Levent.....	6
1-5-4-L'humidité relative	7
1-6- situation hydraulique.....	7
1-6-1- Les eaux de surface	7
1-6-2- présentation du système des ressources en eau	7
1-6-3- Présentation du système de distribution.....	9
1-6-3-1 système de distribution du secteur1	10
1-6-3-2- Réseaux de distribution- réservoir Bousedah de volume 300 m ³	10
1-6-4-Système de distribution du secteur 2	10
1-6-4-1- Réseau de distribution –réservoirs jumelé 2x300 m ³ Dechra Beida	10
1-6-4-2- Réseau de distribution- réservoir de volume 300 m ³ de Dechra Arris	11
1-6-4-3 - Réseau de distribution - réservoir de volume 250 m ³ Kef El Bahr.....	11
1-6-4-4- Réseau de distribution- réservoir de volume 150 m ³ Taaricht	11
1-7-Conclusion.....	12

Chapitre 2 : BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

2.1-Introduction.....	13
2.2-Evolution de la population à l'horizon du projet	13
2.3-Consommation moyenne journalière de l'agglomération.....	13

2-3-1-Besoins en eau domestique.....	14
2-3-2-Besoins publics	14
2.4-Consommation maximale journalière.....	14
2.4.1. Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{max, j}$).....	14
2.4.2-Coefficient d'irrégularité minimum journalière ($K_{min, j}$).....	14
2.4.3-Débit maximum journalier	15
2.4.4-Détermination des consommations horaires.....	15
2.4.4.1-Débit moyen horaire.....	15
2.4.4.2-Détermination du débit maximum horaire	15
2.4.4.3-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	16
2-5-Conclusion	18

Chapitre 3 : DIAGNOSTIC DU RESEAU

3.1-Introduction	19
3.2. Présentation du diagnostic.....	19
3.2.1.Objectifs	19
3.2.2.Diagnostic des stations de pompage.....	19
3.2.2.1.Station de pompage sur forage.....	19
3.2.2.2-Station de reprise.....	20
3.2.2.3.Diagnostic des réservoirs	23
3.2.2.4. Diagnostic des réseaux	25
3.2.2.5.Diagnostic des ouvrages sur réseau et équipements	28
3-3- Fonctionnement hydraulique.....	31
3-3-1.Station de pompage Arris centre.....	32
3-3-1-1.Réservoir et réseau dechrat Beidha	32
3-3-1-2-Réservoir et reseau dechrat Beidha	32
3-3-1-3-Reservoir Kef el Bahri	32
3-3-1-4.Réservoir Taarichht :.....	32
3-4-Conclusion.....	33

Chapitre 4 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

4-1-Introduction.....	34
4.2-Choix du type de réseau	34
4.3-Conception du réseau de l'agglomération.....	34
4.4-Principe de la trace du réseau	34
4.5-Choix du matériau des conduites	35
4.6. Projection et implantation des brises de charges	35
4.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2035	36
4.7.1. Cas de pointe	37
4.7.1.1 Calcul des débits	38
4.7.1.1.1-Détermination du débit spécifique	38
4.7.1.1.2Calculdes débits en route	38
4.7.1.1.3 Détermination des débits nodaux	38
4.7.1.2-Répartition arbitraire des débits	42
4.7.1.3-Détermination des diamètres et des vitesses.....	43
4.7.2 Cas de Pointe+Incendie	46
4.8. - Equipement du réseau de distribution	50
4.8.1. Type de canalisation	50
4.8.2-. Appareils et accessoires du réseau	53
4.8. 2.1- Robinets vannes	53
4.8.2.2- Bouches ou poteau d'incendie	52
4.8.2.3- Clapets	52
4.8.2.4Ventouses.....	52
4.8.2.5- Robinets de vidange.....	52
4.9. Conclusion	53

Chapitre 5 : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

5.1 Introduction	54
5.2 Généralité sur le coup de bélier.....	54
5.2.1. Les cause du coup de bélier.....	54
5.2.2 Les conséquences du coup de bélier	54
5.3 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier	55
5.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	55
5.4.1 Analyse physique du phénomène	57
5.4.2 Calcul du volume du réservoir d'air.....	59
5.5 Conclusion:.....	63

Chapitre 6 : Etude de pompage

6.1- Introduction.....	64
6-2. La conduite de refoulement	64
6.2-1-Implantation de conduite de refoulement	64
6.2.2. Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	64
6.2.2.1. Détermination du diamètre économique.....	64
6.2.2.1.1. Pertes de charge	65
6.2.2.1.1.1 Pertes de charge linéaire :.....	65
6.2.2.1.1.2. Pertes de charge singulières.....	65
6.2.2.1.2. Hauteur manométrique totale (Hmt).....	66
6.2.2.1.3. Puissance absorbée par la pompe.....	66
6.2.2.1.4 Énergie consommée par la pompe.....	66
6.2.2.1.5.Frais d'exploitation.....	67
6.2.2.1.6. Frais d'amortissement.....	67
6.2.2.1.7. Calcul du diamètre économique.....	67
6-3. Choix du type de pompe.....	69
6-4- Couplage des pompes.....	69

6.4.1 Couplage en parallèle.....	70
6.4.2. Couplage en série.....	70
6.5. Choix du nombre de pompes.....	71
6.6. Courbes caractéristiques des pompes.....	72
6.7. Point de fonctionnement.....	75
6.8. Courbe caractéristique de la conduite.....	76
6.9. Etude de la cavitation.....	79
6.10. Calage de la pompe.....	81
6.11. Encombrement de la pompe.....	81
6-12. Choix du moteur électrique :	84
6-12-1. Critères de choix du moteur électrique.....	84
6-12-2- Vitesse de rotation du moteur.....	84
6-12-3. Puissance fournie par le moteur.....	85
6-13.Conclusion.....	86

Chapitre 7 : ORGANISATION DE CHANTIER

7.1. Introduction	87
7.2.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	87
7.2.1.Matérialisation	87
7.2.2.Nivellement.....	87
7.2.3.Excavation des tranchées	87
7.2.3.1. Enlèvement de la couche végétale	87
7.2.3.2. Excavation	87
7.2.3.3. La profondeur de la tranchée..	88
7.2.3.4.Largeur de la tranchée	88
7.2.3.5.Section de la tranchée	88
7.3. Pose de la conduite.....	89
7.3.1.Pose en terre	90
7.3.2.Essai sur la canalisation en place	90
7.3.3. Remblaiement de la tranchée	90
7.3.4Calcul des volumes de terrassement.....	90
7.4. Choix de l'excavateur	92
7.4.1 Pelle équipée en rétro	93
7.4.2. Pelle équipée en butée	93

7.4.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie	94
7.5. La durée d'excavation	94
7.6. Elaboration du Planning d'exécution des Travaux	95
7.6.1. Méthodologie de construction du diagramme	95
7.6.2. Planification des travaux	96
7.7. Evaluation du projet (devis estimatif)	100
7.8. Devis estimatif d'établissement de la conduite et équipements des ouvrages en ligne et le système de pompage.....	100
7-9-Conclusion	103
CONCLUSION GENERALE.....	104

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1: Stratigraphie de la région	4
Tableau 1.2a: Caractéristiques de la station pluviométrique	5
Tableau 1-2b: Précipitations moyennes mensuelles de la station Pluviométriques.....	5
Tableau 1.3: Répartition mensuelle de la température.....	6
Tableau 1.4: Vitesses et fréquences du vent.....	6
Tableau 1-5: L'humidité relative.....	7
Tableau 2.1 : Evolution de la Population de la Dachrat d'Arris pour différents horizons..	13
Tableau 2-2 : Evolution des besoins domestique aux différents horizons.....	14
Tableau 2 -3 : Evolution des besoins publics et équipements à l'horizon de calcul	14
Tableau 2.4 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau 2.5: Calculs des différents débits à l'horizon de calcul	16
Tableau 2.6 : Variation de la consommation horaire.....	17
Tableau 3-1: Caractéristiques principales des forages	20
Tableau 3-2 : Caractéristiques principales des stations de reprise.....	21
Tableau 3-3 : Résultat du diagnostic des réservoirs	23
Tableau 3-4 : Caractéristiques principales des conduites de refoulement	24
Tableau 3-5 : Caractéristiques principales des conduites de distribution.....	25
Tableau 3-6: L'estimation des volumes produits et distribués	25
Tableau 3-7 : Estimation du rendement du réseau de distribution	26
Tableau 3-8: L'estimation des pertes dans le réseau	26
Tableau 3-9: Caractéristique principales des robinets de vanne	28
Tableau 3-10: Caractéristique principales des Brides soudée	29

Tableau 3-11 : Caractéristique principales des Réducteur de pression	29
Tableau 3-12 : Caractéristique principales des coude	30
Tableau3-13: Caractéristique principales des tés	30
Tableau3-14 : Caractéristique principales des cônes de Réduction	30
Tableau3-15 : Caractéristique principales des manchettes	30
Tableau3-16 : Caractéristique principales des plaques pleines	31
Tableau3-17 : Caractéristique principales des bouches d’incendie	31
Tableau3-18 : Caractéristique principales des Réservoir et réseau dechrat Beidha	32
Tableau3-19 : Caractéristique principales des Réservoir Kef el Bahris.....	32
Tableau3-21 : Caractéristique principales des Réservoir Taaricht	32
Tableau 4.1 : Calcul du volume des brises charges.....	36
Tableau 4.2 : Calculs des débits routes et nodaux (Zone basse)....	39
Tableau 4.3 : Calculs des débits routes et nodaux : (Zone haute)	40
Tableau 4.4 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe)	42
Tableau 4.5 : Résultat de la simulation sur les conduite (après normalisation).....	44
Tableau 4.6 : Détermination des pression aux nœuds (cas de pointe) ...	46
Tableau 4.7: Résultats de la simulation sur les nœuds (cas de pointe+incendie).....	48
Tableau 4.8 : Résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe+incendie).....	50
Tableau 5.1 : Calcul du coup de bélier.....	60
Tableau 5.2: Le volume du réservoir d’air.....	61
Tableau 6-1 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	68
Tableau 6-2 : Calcul des Frais d’exploitation des conduites.....	68
Tableau 6-3: Calcul des Frais d’amortissement des conduites.....	68
Tableau 6-4 : Bilan des frais des conduites.....	69
Tableau 6.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	77
Tableau 6.6 : Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température.....	80
Tableau 6.7:Nomenclature des pièces composantes de la pompes.....	83

Tableau 6.8:Dimensions et cotes des brides de la pompes.....	84
Tableau 6.9: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	85
Tableau 7.1: Récapitulatif des différents paramètres de tranchée.....	89
Tableau 7.2: Récapitulatif des différents volumes.....	92
Tableau 7.3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	94
Tableau7.4:Détermination du délai de la réalisation	97
Tableau7.5:Devis estimatif de l'établissement de la conduite et des ouvrages en ligne.....	101
Tableau7.6 Devis estimatif de la réalisation du système de pompage et ses équipements.....	102

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Variation horaire de la consommation.....	18
Figure 2-2 : Graphique de la consommation cumulé à l'horizon 2035.....	18
Figure 3-1 : Chambre de vannes du réservoir de volume 150 m ³	22
Figure 3-2 : Chambre de vannes du réservoir de volume 300m ³	23
Figure 3-3 : Conduites du réseau de distribution en mauvaise état.....	24
Figure 3-4 : Regard rempli de pierre.	27
Figure 3-5 : Regard envasé.....	27
Figure 3-6 : Vanne raccord vétuste	28
Figure 3-7 : Vanne et conduite vétuste	28
Figure 5.1 : Réservoir d'air	56
Figure 5.2 : Première phase du coup de bélier	57
Figure 5.3: Deuxième phase du coup de bélier	57
Figure 5.4: Troisième phase du coup de bélier	58
Figure 5.5 : Quatrième phase du coup de bélier	59
Figure 5.6: Le type du réservoir anti-bélier à choisir.....	62
Figure 6-1 .Couplage en parallèle.....	70
Figure 6-2. Couplage en séri.....	71
Figure 6-3 : Plages des courbes pour la pompe PEME GOURDIN TYPE M.....	72
Figure 6-4. Courbes caractéristiques d'une pompe.....	73
Figure 6-5. Courbes caractéristiques d'une pompe à vitesse de rotation variable.....	74
Figure 6-6. Courbes caractéristiques de la pompe M06-19.....	75
Figure 6-7. Détermination de point de fonctionnement.....	76
Figure 6-8. Point de fonctionnement de pompe.....	78
Figure 6-9. Encombrement de la pompe PEME GOURDIN M6-19.....	82
Figure 6-10: Coupe horizontale type de la pompe.....	83
Figure 6-11: Bride et orientation.....	84

Figure 7.1: La disposition de la conduite et des remblais (Guide DRPA).....	89
Figure 7.2 : Pelle mécanique.....	93
Figure 7.3 : Pelle brise roche.....	95
Figure 7.4:Réseau à nœud (conduite gravitaire).....	98
Figure 7.5 : Planning des travaux.....	99

Liste des planches

1. Plans de masse et réseau d'AEP existant.
2. Plans de masse et réseau d'AEP projeté.
3. Profil en long de l'adduction par refoulement ($SR_{\text{projeté}} - R. 300m^3$ existant).
4. Accessoire du réseau d'AEP.
5. Plan d'implantation de la station de pompage et ses équipements.

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

la région sud de Batna (Arris) a marqué une augmentation moyenne dans sa population , avec le changement climatique depuis les dernières décennies ou une diminution brusque dans la pluviométrie , ainsi que la qualité saumâtre des eaux de quelques forages qui alimente la ville. Tous ces facteurs ont conduit à l'insuffisance et l'insatisfaction des besoins en eau potable de cette région.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de renouveler quand il a atteint un seuil de vétusté limite. Ce seuil limite dépend de nombreux paramètres que se soit environnementaux, techniques, de gestion, économique ainsi que de la politique des gestionnaires. Ces dysfonctionnements se manifestent principalement à travers trois symptômes caractéristiques :

- ↳ Une multiplication des fuites et ruptures.
- ↳ Une diminution de capacité de portage hydraulique.
- ↳ Une dégradation de la qualité de l'eau.

A cet effet, prévoir le renouvellement du réseau et diagnostiquer ces dysfonctionnements ,rechercher d'autres ressources d'alimentation (exploitation de transfert d'eau entre barrage Kodiat Lamdaouar –Arris) constituent donc un réel challenge. Ces facteurs nous obligent à disposer d'un outil de suivi et de prévision, afin d'anticiper, prévoir et optimiser la modélisation du vieillissement du réseau d'A.E.P qui semble être un pré-requis

Ce travail du mémoire de fin d'étude a pour objectif de faire une étude approfondie du système d'alimentation en eau potable de la dachra d'ARRIS et la détermination des défaillances et des points noirs du système de production et du réseau de distribution. Pour cela nous allons procéder tout d'abord à :

- ↳ La présentation du système actuel d'alimentation en eau potable.
- ↳ Son diagnostic hydraulique tout en donnant les défaillances existantes.
- ↳ Préconiser des solutions pour y remédier en faisant rénover tout le système de production et d'alimentation
- ↳ Enfin d'estimer le cout de rénovation et le planning des travaux nécessaire à la réalisation de cette tâche.

Chapitre I :

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1-1-Introduction:

La présentation géographique, topographique ou hydraulique représente une information de base pour l'étude de tout projet d'alimentation en eau potable ou d'assainissement. Ces données aident l'ingénieur projeteur au dimensionnement et la conception

de tout ouvrage hydraulique appelé à contribuer au bon fonctionnement du système d'alimentation en eau potable. Dans ce chapitre, nous allons présenter d'une façon descriptive une zone d'étude nommée « Dechrat » de la ville d'Arris dans le but d'une conception de ce système pour satisfaire en eau potable les différents types de consommateurs formant cette zone. [1]

1-2- Situation géographique et contexte physique :

1-2-1-Situation géographique:[2]

La daïra d'Arris est située au Sud-est de la wilaya de Batna à environ 58km au chef-lieu de la willaya. Elle est composée de deux communes : *Arris et Tighanimine*.

La ville d'Arris est située à 35.26° Nord latitude, 6.35° Est longitude et environ 1212 mètres d'altitude au-dessus du niveau de la mer. La commune d'Arris est composée de 15 localités

Les limites géographiques de cette commune sont :

- ❖ La commune d'Ichemoul à l'Est et au Sud-est
- ❖ La commune de Teniet El Abed à l'Ouest et au Sud-ouest
- ❖ La commune Oued Taga au Nord et au Nord-Ouest
- ❖ La commune de Foug Toub au Nord-Est
- ❖ La commune de Tighanimine au Sud

La commune d'Arris est partagée en deux zones topographiquement différentes, une zone de pente moyenne (Draa Zitoune, Sondat, Sanef,) dans cette zone s'est faite une évolution urbanistique ; et une zone de forte pente (montagneuse rocheuse) les trois dachrats d'Arris ou ces dernières sont un peu extensibles suite a la nature dure de terrains.

1-3- Situation hydrographique:

L'hydrographie de la commune d'Arris est marquée par la présence d'Oued Labiod issu de la chaîne atlasique saharienne, qui passe au Sud de la ville, en rencontrant un cours d'eau au nord.

L'Oued Labiod est constitué d'affluents descendants des raides pentes de Chelia (2326m) et Ichemoul (2100m). Après avoir traversé le défilé resserré de Tighanimine, cet oued s'encaisse dans les canyons de Ghoufi et les gorges étroites de M'coinche, puis ouvre une voie vers la plaine Saharienne jusqu'aux gorges de Foum el Gherza

L'Oued Labiod a un bassin versant de 1050 km², un apport moyen annuel de 12 Mm³ et un débit de 0,58 m³/sec. Selon l'A.N.R.H d'Alger.

o *Les pentes :*

La région de la commune d'Arris est divisée morphologiquement et topographiquement en quatre zones distinctes :

- ❖ *Zone de pente 5% à 10 % :* dans la partie Sud et Sud Est de la commune (nouvelle ville et sanef).
- ❖ *Zone de pente 10% à 20 % :* dans la partie centrale de la commune et une bande limitée à l'Est par les cités de Draa-Zitoun
- ❖ *Zone de pente ≥ 20 % :* qui représente la principale colline correspondant aux terrains situés au niveau des trois Dachrats d'Arris.

1-4- Situation géologique et hydrogéologique :

o *Aperçu géologique et description lithologique :*

La région d'Arris présente une série stratigraphique qui s'échelonne du Jurassique au Quaternaire, comportant ainsi plusieurs aquifères, empilés les uns sur les autres.

Une tectonique typique à l'atlas saharien, ayant fait naître des plis coffrés et larges de dizaines de kilomètres, souvent avec des flancs asymétriques et redressés.

(Tableau 1.1)

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Tableau-1 : stratigraphie de la région

Unités stratigraphiques	Unités lithologiques	Epaisseur moyenne	Unités hydrogéologiques
Quaternaire	Alluvions, cailloutis, éboulis...	5m	Nappe phréatique
Pliocène	Poudingues	200 à 300 m	
Miocène supérieur	Grès, sables, marnes		
Miocène inférieur	Calcaires, poudingues	20 à 30 m	
Oligocène	Marnes, grès, conglomérats, gypses.	200 m	Imperméable
Lutétien supérieur	Marnes, gypses, poudingues	100 m	
Lutétien inférieur	Calcaires massifs		Nappe des calcaires de l'Eocène et Paléocène
Landinien	Calcaire marneux et marnes	30 à 50 m	
Paléocène	Calcaires et marnes	20 à 60 m	
Danien	Marnes	50 à 120 m	Semi perméable
Maastrichtien	Calcaires massifs	200 à 300 m	Nappe du maastrichtien
Campanien	Marnes	450 m	Imperméable
Sénonien inférieur	Marnes	1000 m	
Turonien	Calcaires	100 à 300 m	Nappe du Turronien
Cénomaniens	Marno-calcaires	1000 m	Imperméable
Albien	Calcaires gréseux et marnes	190 à 300 m	Nappe des grès et calcaires du Crétacé inférieur
Aptien	Calcaires et grès	250 à 400 m	
Barrémien	Grés	250 à 400 m	
Hauterivien	Calcaires gréseux et dolomies	450 m	
Valanginien	Argiles	200 m	Imperméable
Portlandien et Bériasiens	Calcaire, dolomie et marnes	250 à 300 m	
Kimméridgien sup.	Marnes	400 m	
Kimméridgien inf.	Calcaires, conglomérats	250 à 300 m	Nappe du Jurassique

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1-5-Situation climatique :

Dans l'étude climatique, nous pouvons dire que malgré la ville se située près de la chaîne montagneuse, elle ne bénéficie pas de l'influence des hautes altitudes. Son régime climatique reste largement semi-aride.

1-5-1- Pluviométrie:

Il existe à l'intérieur du sous bassin versant, cinq stations pluviométriques : Médina, Arris, T'Kout, M'Chouneche et Tifelfel. la station du prélèvement est celle d'Arris qui a les caractéristiques suivantes (tableau 1.2a et 1.2b):

Tableau 1.2a : caractéristiques de la station pluviométrique:

Station pluviométrique	Code	Coordonnées géographiques			Pluies moyennes interannuelle	Période d'observation	
		Long	Lat	Z			
Arris	6 15 4	6°21'11" E	35°15'59" N	1100	417.34	1969 – 2004	(35 ans)

Source A.N.R.H. (2011)

Malgré que l'ensemble de données de cette station présente des lacunes, nous avons pris en considération les séries de données les plus complètes, possible. Ou il a été apporté des corrections sur les lacunes.

Tableau-1-2b : Précipitations moyennes mensuelles de la station

Pluviométriques:

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuelle
Pluio - métrie (mm)	48.05	38.43	42.1	37.75	36.11	29.14	40.16	39.21	39.8	25.4	8.5	32.58	417.33
	128.62			103			119.17			66.54			

Source A.N.R.H. (2011)

Chapitre-1-

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1-5-2-Température:

En raison d'un manque de données et l'irrégularité de fonctionnement des stations, nous avons eu recours à la B.N.E.F et à la direction d'agriculture.

Tableau I.3 : répartition mensuelle de la température:

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct	Nov.	Déc.
Température (°C)	5.3	6.5	8.8	13	15.8	23	25	24	20.25	15	10	5.5

Source : Direction des Services Agricoles. BATNA. (2011)

1-5-3-Le vent :

Du fait de l'absence totale de station anémométrique dans le bassin versant, le tableau suivant donne les caractéristiques générales similaires aux études faites par Seltzer indiquant la vitesse et la période de passage, (tableau 1.4)

Tableau 1.4 : vitesses et fréquences du vent

Mois	Direction	Vitesse (m/s)	Fréquence (jour)
Septembre	N	3.9	8.1
Octobre	NO	4.4	11.1
Novembre	NO	4.1	9.7
Décembre	NE	4.5	11.6
Janvier	NE	4.5	13.7
Février	NE	5.2	13.7
Mars	NE	4.6	12.2
Avril	E	4.4	11
Mai	SE	4.2	9.6
Juin	SE	4	8.1
Juillet	SO	4	9
Aout	SO	4.2	10.3
Moyenne annuelle		4.3	10.7

Source : B.N.E.F(2011)

La direction Nord-est susceptible d'être porteuse de pluies est dominante par rapport aux autres directions. Elle est fréquente durant les mois de Décembre-Janvier -Février et Mars avec une fréquence de 12 à 14 jours par an. Ceci explique d'abord que la partie Nord reçoit d'avantage les précipitations, ensuite l'effet de l'exposition va contribuer au processus érosif.

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1-5-4-L'humidité relative :

Vu le manque total de données concernant ce paramètre, nous avons eu recours à deux stations à climat différent (Batna-Biskra), pour mieux montrer l'écart d'humidité relative entre une zone semi-aride montagneuse et une autre saharienne aride.

Tableau 1-5 : L'humidité relative(2011):

Station	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut
Batna	7h	57	72	79	88	85	86	72	59	54	50	45	49
	13h	32	44	52	56	56	45	34	34	29	22	22	23
	18h	45	59	68	71	70	60	52	45	44	41	33	34
Biskra	7h	50	64	69	62	62	58	47	47	42	36	38	57
	13h	34	45	49	52	44	40	32	32	27	27	25	39
	18h	35	54	60	58	54	48	37	37	32	26	30	47
B.V	Moy	42	56	63	65	62	56	46	42	38	33	32	42

Source O.N.M. (2011)

1-6- situation hydraulique :

1-6-1- Les eaux de surface :

L'infrastructure de mobilisation en eau d'Arris est relativement réduite. La ville tire ses ressources principalement des eaux souterraines(les forages). Ces dernières années l'alimentation en eau de la ville a été renforcée par les eaux de surface provenant du barrage Kodiat Medaour situé à Timgad .W de Batna.

Les travaux de transfert sont achevés, il reste que la finition de construction des réservoirs, et les adductions internes à la ville.

1-6-2- présentation du système des ressources en eau :

L'alimentation en eau de la zone haute de la commune d'Arris est assurée à partir de la ressource souterraine. Le système d'AEP de la ville est subdivisé en trois secteurs.

• **Secteur Ouest :**

La ressource en eau dans ce secteur est mobilisée par trois forages : F4, FZ et F7. Les débits sont exploités comme suit :

- Le forage F4 a été abandonné à cause de la qualité saumâtre des eaux,
- Le forage FZ (24 l/s pendant 4 heures)
- Le forage F7 abandonné, à cause de son eau saumâtre

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Les eaux du forage FZ sont refoulées dans une conduite en acier de diamètre 200 mm vers la bache de volume 300 m³ de la station de pompage Dechra El Hamra implantée à la côte 1160 m. Au niveau de cette bache, sont installées des pompes qui fonctionnent séparément. Chaque système de pompage est indépendant. L'eau de cette bache est refoulée vers deux directions :

- Vers un premier réservoir (Dechra Hamra) de capacité 100 m³, implanté à la côte 1280 m et qui assure l'alimentation en eau de la dite Dechra El Hamra. Le débit de pompage est de 7 l/s pendant deux (2) heures,
- Vers un deuxième réservoir (Boussedah) de capacité 300 m³, implanté à la côte (c_i) 1340 m et qui alimente trois autres villages Boussedah, M'zata et Taghrout Ghassira. Le débit de pompage est 20 l/s pendant sept (7) heures,

- **Secteur Centre:**

La ressource en eau mobilisée pour ce secteur est assurée par deux forages (F5, et Forage Boughrara F8, la source de Tihamamine et la source Ain El Arch).

La bache de la station de pompage située au centre-ville implantée à la côte 1217 m reçoit les eaux de :

- Forage Boughrara (F8) débitant 10 l/s durant 12 heures, dans une conduite en acier de diamètre variant de 125 à 200 mm.
- Le forage F5 (3l/s durant 16 heures) qui alimente soit la station Arris Centre soit le réservoir Taaricht de volume 150 m³, implanté à la côte 1237 m,
- la source Tihamamine débitant 9 l/s pendant 12 heures dans une conduite en acier diamètre 200 mm .
- la source d'Ain Arch donnant un débit de 2 l/s pendant 24 heures.

Le nouveau forage artésien de Ben Aouragh qui vient d'être réceptionné débite 12 l/s qui sera affecté ultérieurement.

A partir de la bache d'Arris Centre, quatre dispositifs de pompage ont été réalisés et fonctionnent indépendamment les uns par rapport aux autres :

- Le premier alimente le réservoir de Kef El Bahri de capacité 250 m³ implanté à la côte 1225 m, au moyen d'une conduite en acier de diamètre 100 mm,. Le débit refoulé est de 12 l/s pendant 5 heures,
- Le second alimente le réservoir Taaricht de 150 m³ de capacité implantée à la côte 1237 m. Le débit refoulé est de 12 l/s pendant 2 heures
- Le troisième alimente le réservoir Dechra El Beida 2x300 m³ de capacité implanté à la côte 1340 m, au moyen d'une conduite en acier

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

de 150 mm de .A son tour ce réservoir dessert en eau les villages de Inerkab, El Beida et Radjou.. Ce dispositif n'est pas encore fonctionnel (Transformateur en panne et le réservoir 200 m³ n'est pas encore réceptionné). Le débit pompé est de 22 l/s pendant 6 heures

- Le quatrième, destiné pour l'alimentation du réservoir de Dechra Arris de capacité 150 m³ au moyen d'une conduite en acier de diamètre 100 mm A partir, de ce se réservoir l'eau est refoulée vers le réservoir 300 m³. Ces ouvrages sont implantés aux côtes respectives 1329 m et 1345 m. Le débit pompé est de 14 l/s pendant 14 heures.
- **Secteur Est** : Ce secteur est décomposé en deux sous-secteurs :
 - **Sous-secteur Est 1** : qui correspond à la Zone d'Habitation Urbaine Nouvelle (ZHUN), il est alimenté par deux forages (ZHUN1 -3 l/s pendant 16 heures et ZHUN2 -08 l/s pendant 16 heures) qui refoulent l'eau directement dans deux réservoirs. :
 - Le premier de volume 500 m³ implanté à la côte 1140 m qui dessert la partie haute de la ZHUN alimentée à partir de la ZHUN 2 par une conduite en PEHD de 160 mm de diamètre.
 - Le deuxième réservoir de volume 1000 m³, situé à la côte de 1090 m, dessert la partie basse de la ZHUN et un réservoir de capacité 500 m³. Qui sont également alimentés par la ZHUN 1 par une conduite en PEHD de 160 mm de diamètre. Les deux réservoirs sont interconnectés par un système de By Passe.
 - **Sous-secteur Est 2** : qui correspond à la Zone de Ouled Bellouf. Elle est alimentée par le forage portant le même nom avec un débit de 8l/s pendant 12 heures.

Le refoulement est effectué au moyen d'une conduite en PVC de 150 mm de diamètre vers le réservoir de 1000 m³ implanté à la côte 1250 m.
Cet ouvrage alimente un réservoir de capacité 500 m³ de la ZHUN au moyen d'une conduite .en PVC de 250 mm de diamètre ensuite le réservoir de Taaricht au moyen d'une canalisation en série de diamètre 250 mm en PVC et 200 mm en acier.

Ce secteur n'est pas concerné par la présente étude.

1-6-3- Présentation du système de distribution :

La zone haute d'Arris est composée par deux grands secteurs.
Le premier secteur, alimenté par les réservoirs Dechra Hamra et Bousedah desservis par la station de pompage Dechra Hamra.

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Le second secteur, alimenté par les réservoirs El Beida, ceux de Dachrat Arris, Kef El Bahri, Taaticht, 1052 logements et enfin Ouled Bellouf desservis par la station de pompage d'Arris centre.

1-6-3-1 système de distribution du secteur 1 :

Le secteur 1 est composé de deux systèmes de distribution.

• **Réseau de distribution :**

C'est un réseau ramifié alimenté par le réservoir de 100 m³ de Dechra Hamra. Il est constitué par une conduite maîtresse en acier de 100 mm de diamètre et de trois conduites secondaires en acier galvanisé, de diamètre 100 mm.

1-6-3-2- Réseaux de distribution- réservoir Boussedah de volume 300 m³ :

Le réservoir Boussedah alimente deux réseaux distincts.

Le premier réseau de distribution de type ramifié est constitué par une conduite principale, en acier de diamètre 100 mm, alimentée par ce réservoir . Cette conduite traverse le centre de Boussedah et alimente en cours de route la cité Moustafidine (40 logements) et Taghrout Ghassira, Mzata inférieure , avec une conduite raccordée de diamètre 80 mm en Acier Galvanisé.

A la sortie Est de Taghrout Ghassira, une conduite en acier de diamètre 100 mm prend départ pour alimenter les habitations situés le long de sa longueur et au final la cité El Moustafidine de la zone industrielle.

Le second réseau de distribution constitué par une conduite principale en acier galvanisé de diamètre 80 mm pour alimenter la cité Mzata supérieure.

1-6-4-Système de distribution du secteur 2 :

Le secteur 2 est composé de quatre systèmes de distribution.

1-6-4-1- Réseau de distribution –réservoirs jumelé 2x300 m³ Dechra Beida :

Ce réservoir alimente trois réseaux de distribution.

Un réseau composé d'une conduite de diamètre 200mm jusqu'au regard R32. Qui alimente deux conduites secondaires de diamètre 100mm en acier. :

- L'une part vers l'ouest pour alimenter Dechra el Beida en diamètre 100mm acier.
- l'autre vers le sud en DN 100mm pour alimenter Dachrat Inerkeb et la cité Moustafidine

Ce même réservoir alimente par surpression un réservoir de volume 200m³, d'El Beida supérieure, non encore mis en service.

Chapitre-1-

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

une autre conduite principale de diamètre 150mm en acier prend son origine de ce réservoir jumelé pour alimenter en cours de route :

- la localité d'Inerkeb avec une conduite de diamètre 60 mm en acier,
- la maille de Radjou de diamètre 100mm en acier et une conduite de raccordement en acier galvanisé de diamètre 100mm, entre le centre Radjou et la station de pompage.
- au croisement de la RN 31 la conduite principale prend la direction Ouest pour aboutir au regard de vidange R73. En ce point une bretelle est tirée de cette conduite vers l'Est. Les deux conduites sont destinées à alimenter les riverains de la RN 31.

1-6-4-2- Réseau de distribution- réservoir de volume 300 m³ de Dechra Arris :

Le réservoir semi enterré est implanté à la côte 1345m. Ce réservoir alimente une conduite principale en acier de diamètre 150mm jusqu'au regard R5 et une autre conduite de diamètre 100mm au regard R27.

Cette conduite alimente :

- la localité de Dachrat Arris au moyen d'un réseau composé de trois mailles ;
 - maille 1 : en DN 40-60mm acier,
 - maille 2 : en DN 80-100mm acier,
 - maille 3 : en DN 60-80-100mm acier,
- les riverains de la RN 31 et la zone haute d'Arris centre en DN 60 et 100mm,
- le réseau issu de ce réservoir alimentant dachrat Arris est renforcé par un refoulement du réservoir de 150m³ quand il est plein.

1-6-4-3 - Réseau de distribution - réservoir de volume 250 m³ Kef El Bahr :

A partir de ce réservoir sort une conduite en acier de diamètre 200 mm, traversant la RN 31, pour alimenter Arris centre.

1-6-4-4- Réseau de distribution- réservoir de volume 150 m³ Taaricht :

A partir de ce réservoir partent deux conduites de distribution :

- la première de diamètre 200mm en acier, traverse la RN 31, pour alimenter Draa Ezzitoun,
- la seconde, en acier de diamètre 150 mm pour alimenter la conduite de Dachrat Arris au droit de la RN 31.

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Il est à noter que par suite de la disponibilité des données topographique (levé topographique et plans de masse), notre étude concerne la partie haute d'Arris concernée la rénovation.

1-7-Conclusion:

A travers ce chapitre, nous avons constaté que la zone d'étude est alimentée d'une façon anarchique par un système d'alimentation plus compliqué. Nous avons remarqué aussi que le réseau de distribution actuel desservant notre zone d'étude est composé en grande majorité des conduites en acier où la durée de vie est limitée du fait de la nature du sol de la zone .Notre étude sera basée sur la mise en évidence de plusieurs points qui seront nécessaires pour garantir une meilleure étude de réseau de distribution de la partie haute d'Arris , de telle façon à assurer l'alimentation convenable à l'agglomération. L'état et l'anarchie du réseau nous laisse à réfléchir sur la rénovation totale de l'ensemble du réseau en optant aux conduites en (P.E.H.D) avec un système plus adéquat. Nous allons donc procéder dans le chapitre qui suit au diagnostic des réseaux et des ouvrages (stations de pompage et réservoirs) et au calcul des besoins en eau de la commun.

Chapitre II :

BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

2.1- Introduction :

Avant d'entamer un projet d'alimentation en eau potable, l'estimation de la quantité d'eau, dans le but de déterminer les débits de dimensionnement, est nécessaire. Il convient donc de procéder au recensement des différents types de consommateurs et notamment ceux qui ont une grande affinité en eau potable. Ces besoins en eau dépendent étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes.

2.2 –Evolution de la population à l'horizon du projet :

Selon les informations recueillies au niveau du service concerné de l'agglomération d'étude, la population en 2008 a été estimée à 3376 habitants.

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable de la population à l'horizon 2035 moyennant un taux d'accroissement de 2,29%. Le tableau 2.1 résume l'évolution de cette population en fonction des différents horizons.

Tableau 2.1 : Evolution de la Population de la Dachrat d'Arris pour différents horizons :

Désignation	Dachrat d'Arris							
Horizons	1998	2008	2010	2012	2020	2025	2035	
Population (hab.)	2903	3376	3532	3696	4430	4961	6222	

(Source : A.P.C d'Arris).

2.3- Consommation moyenne journalière de l'agglomération :

La consommation moyenne journalière, exprimée en mètre cube par jour, est donnée par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (m^3/j) \quad (2.1)$$

Avec :

- Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière en m³/j ;
- q_i : Dotation moyenne journalière en l/j/hab.;
- N_i : Nombre de consommateurs de chaque catégorie.

Nous appliquons cette relation (2.1) pour l'estimation des différents besoins en eau demandés par notre agglomération à savoir :

Chapitre-2-

BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

2-3-1- Besoins en eau domestique:

L'estimation des besoins domestiques en eau potable est présentée dans le tableau 2.2. Elle dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie tel que le développement sanitaire. Les dotations sont choisies d'une façon forfaitaire.

Tableau 2-2: Evolution des besoins domestiques aux différents horizons:

Horizon	2008	2010	2012	2020	2025	2035
Dotation	120	135	150	160	170	180
population	3376	3532	3696	4430	4961	6222
Débit moyen (m ³ /j)	405,12	476,82	554,4	708,8	843,37	1119,96

(Source : A.P.C d'Arris).

2-3-2- Besoins publics:

Les besoins publics de dachrat d'Arris, sont présentés dans le tableau 2.3 suivant :

Tableau N°2 -3 : Evolution des besoins publics et équipements à l'horizon de calcul :

Désignation	Unité	Nombres	Dotation l/j/unité	Besoins moyens journaliers (m ³ /j)
Mosquée	fidele	150	5	0,75
Ecole	élève	250	10	2,5

(Source : A.P.C d'Arris)

2.4- Consommation maximale journalière:

2.4. 1. Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{max, j}$)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la journée, nous devons tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant [3] :

$$K_{max, j} = \frac{Q_{max, j}}{Q_{moy, j}} \quad (2.2)$$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3.

Dans notre projet nous prenons : $K_{max, j}=1,2$ pour l'agglomération.

2.4.2- Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{min, j}$)

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

BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

$$K_{\min , j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{moyj}} \quad (2.3)$$

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

2.4.3- Débit maximum journalier

Ce débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année, est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution. Ce débit est donné par :

$$Q_{\max , j} = K_{\max , j} \times Q_{moy , j} \quad (m^3/j) \quad (2.4)$$

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

$K_{\max , j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Le calcul de débit maximum journalier est représenté dans le tableau (2.5).

2.4.4- Détermination des consommations horaires

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

2.4. 4.1- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{\max j}}{24} \quad (m^3/h) \quad (2.5)$$

2.4. 4.2 -Détermination du débit maximum horaire

C'est un débit de pointe qui est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max , h} = K_{\max , h} \times Q_{moy,h} \quad (m^3/h) \quad (2.6)$$

$K_{\max , h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, donnée par la formule suivante :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (2.7)$$

Chapitre-2-

BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, variant entre 1,2 et 1,5 et dépendant du niveau de développement local.

Pour notre cas nous prenons : $\alpha_{\max} = 1,20$

β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (2-4) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 2.4: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants : [3]

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,10

Puisque nous avons un nombre d'habitants égal à 6222 habitants à l'horizon de calcul alors :

$$\beta_{\max} = 1,4$$

D'où la valeur: $K_{\max, h} = 1,2 \times 1,4 = 1,68$

Le tableau présenté ci après nous donne la récapitulation de calcul des différents débits.

Tableau 2.5: calcul des différents débits à l'horizon de calcul :

Paramètres	$Q_{\text{moy}, j}$	$K_{\text{max}, j}$	$Q_{\text{max}, j}$	$Q_{\text{moy}, h}$	$K_{\text{max}, h}$	$Q_{\text{max}, h}$	$Q_{\text{max}, h}$
	(m^3/j)		(m^3/j)	(m^3/h)		(m^3/h)	(l/s)
Agglomération	1123,2	1,2	1347,84	56,16	1,68	94,35	26,21

Remarque : Le débit assuré par les ressources est estimé par : 14 l/s.

2.4.4.3-Variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grandes variations. Elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée. [3]

Chapitre-2-

BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

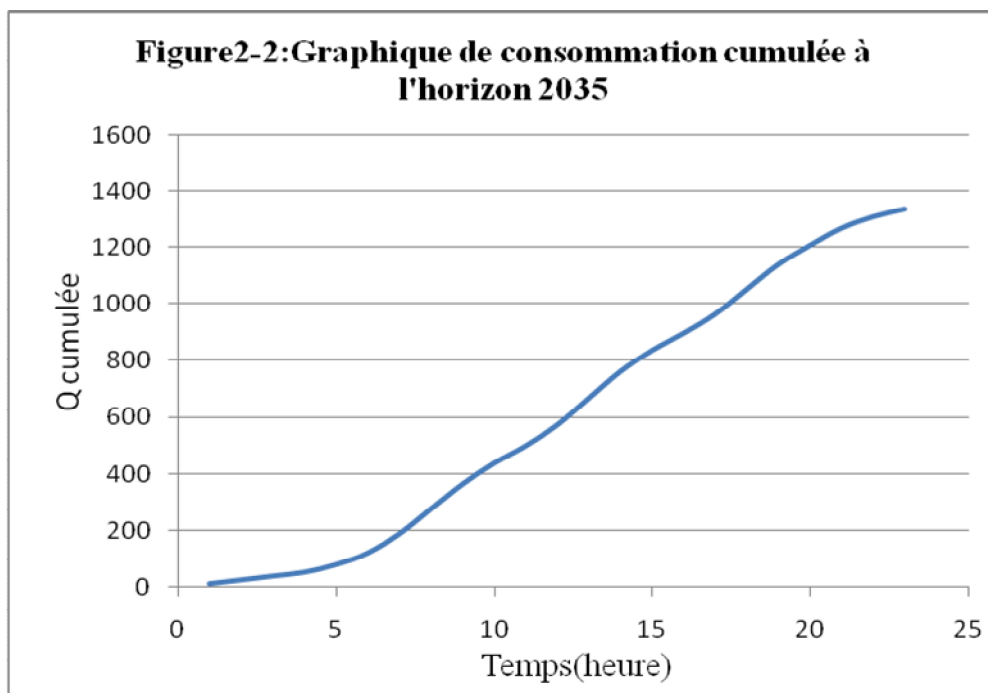
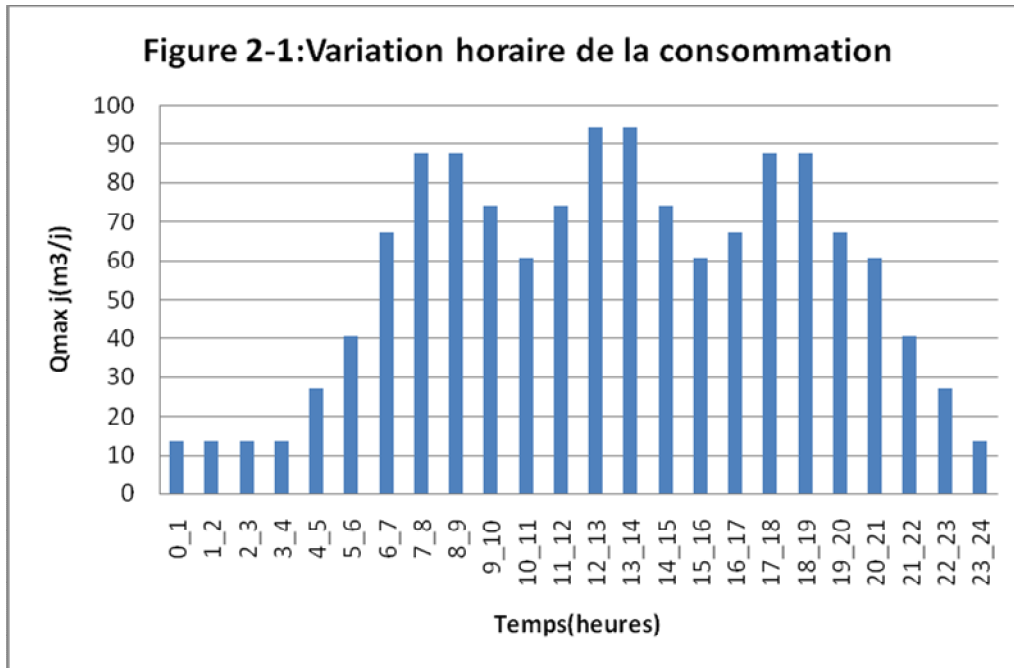
Tableau 2.6 : Variation de la consommation horaire:

Heure	Consommation totale		Courbe de consommation cumulée	
	$Q_{\max j}=1347.84\text{m}^3/\text{j}$			
H	%	m ³ /h	%	Cumule
0_1	1	13.478	1	13.440
1_2	1	13.478	2	26.918
2_3	1	13.478	3	40.396
3_4	1	13.478	4	53.875
4_5	2	26.956	6	80.832
5_6	3	40.435	9	121.267
6_7	5	67.392	14	188.659
7_8	6.5	87.609	20,5	276.268
8_9	6.5	87.609	27	363.878
9_10	5.5	74.131	32,5	438.009
10_11	4.5	60.652	37	498.662
11_12	5.5	74.131	42,5	572.793
12_13	7	94.348	49,5	667.142
13_14	7	94.348	56,5	761.491
14_15	5.5	74.131	62	835.622
15_16	4.5	60.652	66,5	896.275
16_17	5	67.392	71,5	963.667
17_18	6.5	87.609	78	1051.276
18_19	6.5	87.609	84,5	1138.886
19_20	5	67.392	89,5	1206.278
20_21	4.5	60.652	94	1266.931
21_22	3	40.435	97	1307.366
22_23	2	26.956	99	1334.323
23_24	1	13.478	100	1347.801
TOTAL	100	1347.8	/	/

A travers le tableau 2.7, nous remarquons que les débits maximum et minimum horaires sont donnés comme suit :

$$Q_{\max h}=94.35 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{soit : } 26.21 \text{ l/s}, \quad Q_{\min h}=13.47\text{m}^3/\text{h} \quad \text{soit : } 3.74 \text{ l/s}.$$

BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION



2-5–Conclusion :

Nous avons remarqué que la population de la dachrat d'Arris a pratiquement doublé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière qui est passée de 184.8l/s à 374.4l/s Par ailleurs les ressources disponibles sont de l'ordre de 14 l/s qui sont largement insuffisantes pour satisfaire les besoins futures ci-dessus : Le réseau , outre son état vétuste et son comportement hydraulique, présente un sous dimensionnement qui exige une rénovation.

Chapitre-2-

BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Chapitre III:

DIAGNOSTIC DU RESEAU

DIAGNOSTIC DU RESEAU

3.1- Introduction :

L'objet de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau existant de la dachrat d'Arris, et à la détermination des défaillances du système d'adduction et du réseau de distribution.

3.2. Présentation du diagnostic:

3.2.1. Objectifs :

Le diagnostic hydraulique vise principalement à comprendre, à analyser le mode de fonctionnement actuel des réseaux hydrauliques (AEP), et à effectuer un diagnostic détaillé tout en proposant les actions de réhabilitation, de rénovation et de renforcement nécessaire. Dans notre cas, le diagnostic concerne :

- Les stations de pompage sur forages.
- Les réservoirs,
- Le réseau qui compte 1509.46 m de conduites de refoulement, et 4543.45 m de conduites de distribution.
- Le diagnostic des ouvrages en ligne comprenant 29 regards de : (vidanges, ventouse s et vannes)

L'évaluation de l'état du réseau et l'analyse de ses divers problèmes de fonctionnement et d'exploitation seront dégagés en combinant:

- Nos enquêtes de terrain et l'examen systématique de tous les ouvrages (réservoir, regards, stations de pompage),
- La reconstitution des caractéristiques du tracé en plan des réseaux,
- Le report sur plan des réseaux existants.

3.2.2-Diagnostic des stations de pompage :

3.2.2.1- Station de pompage sur forage et sources :

Dans le cadre de l'étude, deux stations de pompage sur forage ont été dénombrées et diagnostiquées :

- Stations de pompage sur forages F 8 et F 5, qui refoulent, vers la station de reprise Arris Centre respectivement des débits de 10 l/ s durant 12 heures et 3 l/s durant 16 heures.

Le tableau 3.1 ci-dessous montre les caractéristiques des stations de pompage sur forage et les débits de deux sources :

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 3-1: caractéristiques principales des forages :

Forage	Débit (l/s)	Hmt(m)	Electricité	Mise à terre	Débitmètre	Manomètre	Niveau
Forage pour alimentation bache de reprise Arris Centre							
F8 Boughrara	10	140	Oui	Non	Oui	Oui	Oui
F5	3	121	Oui	Non	Oui	Oui	Oui
Source Tihamamine	9	-					
Source Ain El Arch	2	-					

La suite du tableau 3-1 : caractéristiques principales des forages

Automatisme	Etat équipement	Groupe El Gène	Anti bélier	Génie Civil	Clôture
Forage pour alimentation bache de reprise Arris Centre					
Manuel	Entretien maintenance	Non		Non	Bon Oui
Manuel	Bon	Non		Non	Bon Oui

La suite du tableau 3-1 (suite et fin) : caractéristiques principales des forages

Eclairage extérieur	Protection	Gardiennage
Forage pour alimentation bache de reprise Arris Centre		
Oui	Oui	Oui
Oui	Oui	Oui

1. Il est à noter que :
 - La source Tihamamine débite 9 l/s durant 12 heures, et la qualité de l'eau est bonne.
 - La source Ain El Ach débite 2 l/s durant 24 heures.
2. Le génie civil (abri et clôture) est en bon état mais nécessite peinture et aménagement intérieur,
3. Toutes les stations sur forage ont un mode de fonctionnement manuel,
4. Hormis le forage F 5 les équipements électriques demandent une fixation des câbles,
5. Tous les équipements électriques nécessitent une protection de mise à la terre,
6. Toutes les stations ne sont pas équipées de dispositif anti-bélier
7. Tous les forages ne sont pas équipés de groupe électrogène.

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

3.2.2.2- Station de reprise :

Les réservoirs de la zone haute d'Arris sont alimentés à partir de deux stations de reprise. Au pied de chaque station sont installées des baches de 300 m³ qui reçoivent les eaux à partir des forages sus indiqués (F5, F8) La synthèse du diagnostic des stations de reprise est récapitulée dans le tableau 3.2 :

Tableau 3-2 : caractéristiques principales des stations de reprise

Station	Débit (l/s)	Hmt(m)	Vers réservoirs	Electricité	Mise à terre
Arris centre	12	27	Taaricht	Oui	Oui
	12	15	Kef El Bahri		
	14	135	D.Arris		
	22	130	D.Beida		

Tableau 3-2 : caractéristiques principales des stations de reprise (suite):

Groupe Electro gène	Instrumentation			Automatisation	Etat Equipement	Anti Bélier
	Débitmètre	Manomètre	Niveau			
Non	Oui	Oui	Oui	Manuel	A remplacer	Non

Tableau 3-2(suite et fin): caractéristiques principales des stations de reprise :

Station	Génie Civil	Eclairage extérieur	Protection de l'ouvrage	Gardiennage
Arris Centre	Bon	Non	Nécessaire Talweg	Oui

Selon les tableaux ci-dessus il en résulte que :

1. Cette station de reprise (Arris centre) a été réalisée en 1985,
2. la station est accessible,
3. Le génie civil (abri et clôture) est en bon état mais nécessite peinture et aménagement intérieur,
 - a. Le pompage à partir de la station Arris Centre vers chacun des réservoirs est assuré par des pompes et des conduites de refoulement séparées.
 - b. Le réservoir Tàaricht situé à la cote de terrain 1237m, reçoit 12 l/s pendant 2 heures.
 - c. Le réservoir de Kef El Bahri situé à la côte de 1225 m. reçoit un débit de 12 l/s pendant 5 heures,
 - d. Le réservoir Dechra Arris de volume 300 m³ reçoit 14 l/s pendant 14 heures.

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

- e. Le réservoir Dechra Beida de volume $2 \times 300 \text{ m}^3$ de cote de terrain 1340m reçoit un débit de 22 l/s pendant 6heures.

N.B : La zone de notre étude est alimentée à partir de deux réservoirs de volumes 300 m^3 et 150 m^3 .

4. Les équipements hydromécaniques (aspiration, vannes, clapet non retour) sont vétustes et nécessitent un changement,
5. Les groupes électropompes (pompes et moteur) doivent être remplacés
6. Inexistence de groupe électrogène
7. Les dispositifs anti-béliers sont inexistantes.
8. Les postes de javellisation ne sont pas fonctionnels,
9. Le mode de fonctionnement automatique des stations de pompage-réservoir n'est pas asservi,
10. La salle des pompes et celle des armoires de commande ne sont pas séparées,
11. L'éclairage extérieur est absent dans la station.

3.2.2.3 Diagnostic des réservoirs :

- zone haute : Nous avons diagnostiqué deux réservoirs de capacité totale de 450 m^3 . (Les résultats sont donnés dans le tableau 3.4). Ces réservoirs ont été mis en service durant les années 1980 -1990.

- Pour le secteur centre Dechra : il existe deux réservoirs, ayant comme volumes respectifs 300 m^3 et 150 m^3 . ce deuxième est équipé d'une station de reprise qui refoule vers celui de 300 m^3 . Ces réservoirs sont alimentés par la station d'Arris Centre.



Figure 3-1 : Chambre de vannes du réservoir de volume 150 m^3

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU



Figure 3-2 : Chambre de vannes du réservoir de volume 300m³

Tableau 3-3: résultat du diagnostic des réservoirs (état des réservoirs) :

Réservoirs	Desservi par	Cote TN (m)	Capacité (m ³)	Localité desservie
Dachrat Arris 1	Réservoir Arris Centre	1345	300	Dachrt Arris + Arris Centre
Dachrat Arris 2	Réservoir Arris Centre	1329	150	Dachrt Arris + Arris Centre

La suite du tableau 3-3 : résultat du diagnostic des réservoirs : (état des réservoirs)

Genie civil	Etanchéité	Equipement	Flotteur	Inondabilité	Clôture
Bon	Bonne	Bon	Non	Oui	Grillagée
Bon	Bonne	Bon	Non	Non	Grillagée

Après constatation, nous pouvons dire que :

1. Tous ces ouvrages sont accessibles par piste,
2. Le génie civil des cuves et des chambres des vannes est en bon état,
3. L'aménagement intérieur de ces ouvrages ainsi que la peinture sont nécessaires,
4. Les chambres de manœuvre des réservoirs de Dechrat Arris sont inondables,
5. Tous les réservoirs sont équipés de compteurs,
6. Tous ces ouvrages ne disposent pas de flotteur,

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

7. Il n'existe pas de ligne pilote entre les réservoirs et les stations de pompage,
8. Tous ces réservoirs dominent les localités qu'ils desservent,
9. L'éclairage extérieur est absent sur le site des réservoirs de mise en charge du réseau de distribution.

3.2.2.4. Diagnostic des réseaux :

a- Caractéristiques et état des conduites : Pour chaque conduite de refoulement et ou de distribution, le type de matériau a été identifié. (Acier, PEHD)



Figure 3-3: Conduites du réseau de distribution en mauvaise état.

b-Conduites de refoulement:

Tableau 3-4 : caractéristiques principales des conduites de refoulement :

<i>Désignation</i>	<i>Longueur m</i>	<i>Diamètre mm</i>	<i>Nature</i>
Conduite	508.6	150	Acier
Conduite	955	100	Acier
Total acier	1463,6		
Conduite	45.86	110	PEHD
Total Général	1509,46		

De ce tableau, il apparaît que plus de 96.96% du linéaire des conduites de refoulement est constitué en acier. Ces conduites ont été posées durant les années 1980.

Le reste (3.038%) est en PEHD installé dans le cadre des nouvelles réalisations pour le remplissage de réservoir de volume 300m³ quand le réservoir de volume 150m³ est plein et cela par un système de refoulement.

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

c-Conduites de distribution :

Nous notons que notre réseau est maillé (de 6 mailles existantes)

Tableau 3-5 : caractéristiques principales des conduites de distribution:

<i>Désignation</i>	<i>Longueur m</i>	<i>Diamètre mm</i>	<i>Nature</i>
Conduite	722.51	150	Acier
Conduite	1500.85	100	Acier
	572.5	80	Acier
Sous total Acier	2795.86		
Conduite	1420.33	60	Acier galvanisé
Conduite	327.27	50	Acier galvanisé
Sous total Acier galvanisé	1747.6		
Total	4543.46		

Dans ce tableau il apparaît que plus de 61% du linéaire des canalisations est constituée en acier et 39% en acier galvanisé. Ces conduites ont été posées en 1980

d-Estimation du rendement du réseau de distribution (réseau maillé) :

Afin d'estimer le rendement de notre réseau, les gestionnaires du réseau de distribution de la zone d'étude, ont évalué les volumes produits et distribués qui sont donnés comme suit :

Tableau3-6 : l'estimation des volumes produits et distribués :

Mois (2009)	Volume distribué m3	Volume Produit m3
AVRIL	63 944	72 723
MAI	67 578	73 776
JUIN	58 961	64 857
Total	190 483	211 356

(Subdivision hydraulique ARRIS)

Le rendement traduit le taux de pertes dans le réseau qui correspond au rapport de la consommation sur les besoins :

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU Rendement = Consommation / Besoins

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau3-7 : Estimation du rendement du réseau de distribution

Besoins	Consommation	Rendement
m ³ /j	m ³ /j	%
4872,96	2116,48	43%

NB : Les besoins (4872,96 m³/j) c'est la somme des débits max de la partie haute et la zone industrielle de Dechra el Hamra.

L'analyse de ces résultats obtenus par ces derniers calculs nous définit que les besoins de la population sont satisfaits à 43%.

e-Estimation des pertes dans les réseaux de distribution :

Les calculs du rendement nous ont défini le taux de pertes dans le réseau qui est de 57% et connaissant les débits pompés, nous avons recherché le débit spécifique de ces pertes qui est donnée dans les tableaux qui suivent :

Tableau 3-8: l'estimation des pertes dans le réseau :

Taux de pertes dans le réseau (dechra Arris)					
Volume pompé/7h	Pertes	Volume des pertes	Débit perdu	Longueur du réseau de distribution	Débit spécifique perdu
m ³	%	m ³	m ³ /h	ml	m ³ /h/ml
706	58	402,192	28,728	6569,52	0,0044

L'analyse des chiffres contenus dans le tableau ci-dessus montre que les pertes sont importantes par rapport aux débits distribués. Le total de ces pertes qui est 0,0044 m³/h/ml (soit 4,4 l/h/ml) montre que le réseau dans sa globalité est en mauvais état et nécessite une rénovation totale.

3.2.2.5 .Diagnostic des ouvrages sur réseau et équipements :

Cette opération de diagnostic s'est opérée par l'ouverture de tous les regards. Nous avons examiné 29 regards dans le cadre de cette étude qui se répartissent comme suit :

- 29 Regards sur le réseau de distribution de la Dachrat Arris.

DIAGNOSTIC DU RESEAU



Figure 3-4 : Regard rempli de pierre.



Figure 3-5 : Regard envasé

a-Etat du génie civil du regard :

L'état du génie civil de plus de 10 (35%) de regards est bon. 7 regards sont en mauvais état, cinq sont sans dalles de couverture et 7 sont envasés.

b- Etat des équipements

1. Vannes :

Toutes les vannes ont été diagnostiquées et jugées hydrauliquement très utiles, dans le sens où elles permettent une sectorisation ou l'isolement de certains quartiers par rapport à d'autres pour mener les opérations d'exploitation et de maintenance.

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

Le tableau (3-10) présente le résultat des investigations.



Figure3-6 : Vanne raccord vétuste



Fig3-7 : Vanne et conduite vétuste

Tableau 3-9: caractéristiques principales des robinets - vannes :

Désignation		Robinet Vannes						Total	%
		Diamètre :150	100	80	50	40	60		
Dachrat Arris	Total	8	18	6	4	0	15	51	
	Hors service	2	15	5	/	/	10	32	63%

Sur les 51 vannes testées, 32 se sont révélées hors service, non étanches ou non manœuvrables, soit 63% du total. il est prévu un programme de remplacement de l'ensemble de ces vannes dans le projet futur.

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

2. Brides soudées :

Tableau 3-10: caractéristiques principales des Brides soudées :

Désignation (Diamètre)(mm)		Brides libres soudées						Total	%	
		150	100	125	80	40	50			60
Dechrat	Total	17	42	8	13	0	5	24	109	
Arris	Total vétuste	6	31	8	11	/	/	16	72	66%

Sur les 109 éléments diagnostiqués, 72 se sont révélées en mauvais état, soit 66% du total, il est prévu un programme de leur remplacement dans le projet futur.

3. Réducteurs de pression:

Tableau 3-11 : caractéristiques principales des Réducteurs de pression :

Désignation (diamètre) (mm)		Réducteur de pression		Total	%
		100 mm	125 mm		
Dachrat	Total	0	3	3	/
Arris	Total vétuste		2	2	67%

Deux sur trois de ces réducteurs de pression placés sur les réseaux de distribution de la Dechrat Arris sont hors service.

4. Vidanges

Il a été diagnostiqué cinq robinets de vidange :

- Deux robinets de vidange fonctionnels sont installés sur la conduite de refoulement du forage F8.
- Deux vidanges fonctionnelles sont installées sur la conduite d'adduction en provenance de la source Tihamamine.
- Une vidange dans un état vétuste sur les conduites de distribution de Dechra Arris.

5. Autres pièces spéciales :

Les autres pièces spéciales installées sur les canalisations ont aussi été examinées. Les tableaux suivant résumant les résultats de ces investigations, à savoir :

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

a. *Coude :*

Tableau3-12 : caractéristiques principales des coudes :

Désignation		Coudes de diamètre					Total	%
		80	100	40	60	150		
Dachra Arris	Total	1	1	0	1	3	6	/
	Total Vétuste	/	1	/	/	/	1	17%

b. *Tés :*

Tableau3-13 : caractéristiques principales des tés :

Désignation		Tés		Total	%
		80/80/80	60/60/60		
Dachrat Arris	Total	0	1	1	/
	Total Vétuste	/	1	1	100%

c. *Cônes de réduction :*

Tableau3-14 : caractéristiques principales des cônes de Réduction :

Désignation		Cônes							TOTAL	%	
		125/80	100/60	80/40	80/60	60/26	150/100	125/60			80/100
DachraArris	Total	1	1	0	4	1	1	2	1	11	
	Total hors service	1	1	/	3	/	/	2	1	8	73%

d-*Manchettes :*

Tableau3-15 : caractéristiques principales des manchettes :

Désignation		Manchettes				TOTAL	%
		100	80	40	60		
Dachrat Arris	Total	2	0	0	2	4	/
	Total Vétuste	2	/	/	2	4	100%

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

d. Plaques pleines :

Tableau3-16 : caractéristiques principales des plaques pleines :

Désignation		Plaque Pleine Soudée					%
		100	80	40	50	60	
Dachrat Arris	Total	0	0	0	0	1	
	Total Vétuste	/	/	/	/	1	100%

Les chiffres contenus dans les tableaux ci-dessus expriment la vétusté des équipements sur les réseaux des localités et leur remplacement.

4. Bouches d'incendie :

Tableau3-17 : caractéristiques principales des bouches d'incendie :

Désignation		Bouche d'incendie	%
Dachrat Arris	Total	4	
	Total Vétuste	2	50%

Sur 4 bouches diagnostiquées sur les réseaux de Dechrat Arris, deux sont hors service.

3-3- Fonctionnement hydraulique :

Dans ce chapitre, nous allons analyser le mode de fonctionnement des systèmes AEP existants. Ces systèmes sont constitués de :

- Système de Pompage avec refoulement vers chaque réservoir de mise en charge,
- un réseau de distribution.

Pour ce faire, nous nous sommes rapprochés des gestionnaires du système (ADE) pour mieux comprendre le système d'alimentation des réservoirs et mise en charge des réseaux de distribution.

3-3-1 Station de pompage Arris centre:

Cette station de reprise est équipée de quatre pompes. Chaque pompe refoule vers un réservoir :

- Dechra Beidha réservoir 2x 300 m³ alimenté à partir de deux pompes, de cote 1340m, reçoit un débit de 22 l/s.
- Le réservoir Dechrat Arris de volume 300 m³, situé à la cote de 1345 reçoit 14 l/s.
- Le réservoir Kef El Bahri de volume 250 m³, situé à la cote de 1225 m, reçoit un débit de 12 l/s.

Chapitre-3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU

- Le réservoir Taaricht de volume 100 m³. situé à la cote de 1237 m, reçoit un volume de 12 l/s.

3-3-1-1 Réservoir et réseau de dechrat Beidha

Tableau3-18 : caractéristiques principales des Réservoirs et réseau de dechrat Beidha :

Station de reprise Arris centre	Reservoir Dechrat Beida	Debit	Temps de pompage	Debit pompé	Perte	Dotation	Dotation journalière
	m ³	L/s	Heure	en 6heure	m ³	L/hab/6h	L/hab/j
	2*300	22.00	6.00	475.2	166.32	60.23	18.07

3-3-1-2 Réservoir et réseau de dechrat Arris :

Tableau3-19 : caractéristiques principales des Réservoirs et réseau de dechrat Arris :

Station de reprise Arris centre	Réservoir Dechrat Arris	Débit	Temps de pompage	Débit pompé	Perte	Dotation	Dotation journalière
	m3	L/s	Heure	en 14heure	m3	L/hab/14h	L/hab/j
	300+150	14.00	14.00	705.6	246.96	135.85	95.10

3-3-1-3 Réservoir Kef el Bahri :

Tableau3-20 : caractéristiques principales des Réservoirs Kef el Bahris :

Station de reprise Arris centre	Réservoir Kahf EL Bahri	Débit	Temps de pompage	Débit pompé	Perte	Dotation	Dotation journalière
	m3	L/s	Heure	en 5heure	m3	L/hab/5h	L/hab/j
	250	12.00	5.00	216	75.6	16.68	4.17

3-3-1-4 Réservoir Taarichht :

Tableau3-21 : caractéristiques principales du Réservoir Taaricht ::

Station de reprise Arris centre	Réservoir Taaricht	Débit	Temps de pompage	Débit pompé	Perte	Dotation	Dotation journalière
	m3	L/s	Heure	en 2heure	m3	L/hab/2h	L/hab/j
	150	12.00	2.00	86.4	30.24	28.61	2.86

DIAGNOSTIC DU RESEAU

3-4-Conclusion :

D'après la collection des données que nous avons entreprises nous avons constaté que le réseau actuel de la dachrat d'Arris présente beaucoup de points négatifs.

Du point de vue physique, le réseau d'AEP est considéré en moyenne état et quelques détériorations dans les forages. La station de pompage et les ouvrages de stockage peuvent être réhabilités du point de vue de génie civil. L'opération de rechange des accessoires sera revue.

Pour avoir des solutions à ces problèmes, qu'il soit à court ou à long terme, nous allons procéder dans les chapitres qui suivent au redimensionnement de réseau de distribution.

Chapitre IV:

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

4.1- Introduction :

Après avoir fait un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la dachrat d'Arris et comme nous avons défini et identifié tous les problèmes et les anomalies rencontrées dans ce système, nous allons dans ce chapitre procéder au renouvellement du réseau.

Dans ce chapitre, nous procédons à une nouvelle conception par simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET à l'horizon 2035. Le dimensionnement de ce dernier sera avec le débit de pointe et pointe plus incendie.

Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer le principe du tracé du réseau et déterminer les débits aux nœuds et en route pour chaque tronçon.

4.2-Choix du type de réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, nous distinguons trois schémas de réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux combinés (ramifiés+maillés). Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau maillé.

Pour notre projet nous avons modifié totalement le schéma du réseau existant en projetant de nouvelles mailles et ceci en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et ses extensions prévues dans le plan d'aménagement de la ville à long terme (2035). [4]

4.3-Conception du réseau de distribution d'eau potable de l'agglomération :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des gros consommateurs.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

4.4 Principe du trace du réseau :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple les usines) ;
 - Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
 - Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs ;
 - Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
 - Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
 - Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).
- Dans notre cas le choix de tracé des conduites a été fait sur la base d'une enquête (sortie) sur terrain et cela revient à la complexité et le non arrangement des constructions de la dachra d'Arris.

4.5 Choix du matériau des conduites:

Le choix du matériau utilisé est en fonction :

- de la pression.
- l'agressivité due aux eaux et au sol.
- et l'ordre économique (coût, disponibilité dans le marché).
- la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes)

Parmi les matériaux à utiliser, nous avons opté comme matériau le PEHD pour la conduite de refoulement et le réseau de distribution, suite à ses avantages qui sont les suivants :

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage.
- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuites).
- ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Néanmoins comme inconvénient, ce type de matériau nécessite une grande technicité pour la jonction.

4.6 Projection et implantation des brises charges :

Selon le tracé topographique en plan de la déchera, il a été constaté que les dénivelés géométriques entre certains nœuds sont très importantes (140m). Pour cela il est nécessaire d'implanter des brises charges en évitant les fortes pressions dans le réseau de distribution

Nous avons implanté quatre brises charges au niveau des tronçons suivants :

- ✓ Brise de charge 1 dans le tronçon : 2-2b pour briser une charge de 38,35 m.c.e
- ✓ Brise de charge 2 dans le tronçon : 9-10 pour briser une charge de 58,31 m.c. e
- ✓ Brise charge 3 dans le tronçon : 26-29. pour briser une charge de 51,28 m.c. e
- ✓ Brise charge 4 dans le tronçon : 31-36. pour briser une charge de 48 m.c. e

❖ Le Calcul du volume des brises charges est démontré dans le tableau ci-dessous:

On considère un nœud où la pression sera supérieure ou égale à 06 bars comme un brise charge le débit concentré dans ce nœud est égale à la somme des débits nodaux qui sont alimentés par la bache brise charge (la distribution étagée) (voir l'annexe 08).

Pour calculer le volume des brises charges (bc) nous optons pour un temps de vidange de la bache = 2 heures,

Donc :

Le volume de la bache sera calculé par la formule suivante :

Chapitre- 4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

$$V = \frac{Q_{\text{SORTANT}} * T}{2} \quad (4.1)$$

Où

T : le temps de vidange de la bêche

Q_{sortant} : le débit sortant vers la zone basse de la bêche.

Tableau 4.1 : Calcul du volume des brises charges :

Dachra Arris			
volume des prises charge pour une vidange de 2 heures			
	Q _{sortant}	Volume	Volume normalisé
	(l/s)	(m ³)	(m ³)
brise charge N°01(bc1)	2.3	8.28	10
brise charge N°02(bc2)	7.61	27.4	30
brise charge N°03(bc3)	5.63	20.27	25
brise charge N°04(bc4)	0.26	0.94	1

4.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2035 :

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

4.7.1. Cas de pointe :

4.7.1.1 Calcul des débits :

4.7.1.1.1 Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau. Nous supposons que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pt}}{\sum L} \quad [L/s/ml] \quad (4.2)$$

Q_{pointe} : Débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s) ;

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m) ;

Σ L_i : Somme des longueurs des tronçons (m).

Dans notre réseau on a deux zones : la zone basse (2 mailles) qui est alimentée par le réservoir 150m³ et la zone haute (4 mailles) qui alimentée par le réservoir 300m³ et pour l'adduction le réservoir de volume 150 m³ sera alimenté par la station d'Arris centre (en conservant l'ancien

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

système). Le réservoir de volume 300m³ est alimenté à partir de la nouvelle station de pompage projetée.

1. Zone basse :

Cette zone est alimentée par le réservoir de volume 150m³ implanté à une cote de : 1324,81m (NGA)

N.B : La population de la zone basse est 2210 habitants, le débit de pointe de cette zone est de 9.31l/s

La somme des longueurs est de $\sum L_i = 2699,77\text{ml}$

D'où le débit spécifique est de :

$$Q_{sp} = \frac{9.31}{2699.77} = 0.0034\text{L/s/ml}$$

2-Zone haute :

Cette zone est alimentée par le réservoir de volume 300m³, implanté à une cote de 1362,6m (NGA)

N.B : La population de la zone haute est de 4012 habitants, le débit de pointe de cette zone est de 16.9 l/s

La somme des longueurs du réseau est de $\sum L_i = 4790,34\text{ ml}$

Et le débit spécifique est de :

$$Q_{sp} = \frac{16.9}{4904.34} = 0.0035\text{L/s/ml}$$

4.7.1.1.2 Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau, déterminé comme suit :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times l_i \quad (l/s) \quad (4.3)$$

Avec :

Q_{ri} : Débit en route dans le tronçon i (l/s) ;

L_i : Longueur du tronçon (m).

4.7.1.1.3 Détermination des débits nodaux :

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

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \quad (l/s) \quad (4.4)$$

Où :

Q_{ni} : Débit au nœud i (l/s) ;

$\sum Q_{ri-k}$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s) ;

$\sum Q_{ci}$: La somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Les résultats de calcul pour le cas de pointe sont donnés aux tableaux N°4.2 pour la zone basse et N°4.3 pour la zone haute :

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.2 : Calculs des débits routes et nodaux (zone basse) (cas de pointe).

N° de nœud	Conduite	Longueur	q _{sp}	Q _{Route}	∑Q _{route}	Q _{conc}	Q _{ni}	Q total nodal																																																																																																																																																																									
		m	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s																																																																																																																																																																									
22	22-23	90,87	0,0034	0,313	1,162		0,58	0.58																																																																																																																																																																									
	22-24	246,3		0,849					23	23-22	90,87	0,313	0,878		0,44	0.44	23-26	163,87	0,565	24	24-22	246,3	0,849	1,475		0,74	0.74	24-27	75,68	0,26	24-25	106,08	0,365	25	25-24	106,08	0,365	0,365		0,18	0.18	26	26-23	163,87	0,565	1,394		0,7	0.7	26-bc3	9,24	0,031	26-37	121,17	0,417	26-27	110,24	0,38	37	37-26	121,17	0,417	0,417		0,21	0.21	27	27-26	110,24	0,38	1,133		0,57	0.57	27-28	142,75	0,492	27-24	75,68	0,26	bc3	bc3-26	9,24	0,031	0,29	5,48	0,15	5,63	bc3-29	74,93	0,258	28	28-27	142,75	0,492	0,492		0,25	0.25	29	29-bc3	74,93	0,258	3,019		1,51	1.51	29-30	162,13	0,559	29-31	562,71	1,94	29-29a	75,93	0,261	29a	29a-29	75,93	0,261	0,414		0,21	0.21	29a-32	44,31	0,152	30	30-29	162,13	0,559	0,559		0,28	0.28	31	31-29	562,71	1,94	2,89		1,45	1.45	31-34	255,17	0,879	31-bc4	20,56	0,07	36	36-bc4	125,9	0,434	0,434		0,22	0.22	bc4	bc4-31	20,56	0,07	0,07	0,22	0,04	0,26	bc4-36	125,9	0,434	34	34-31	255,17	0,879	2,169		1,08	1.08	34-35
23	23-22	90,87		0,313	0,878		0,44	0.44																																																																																																																																																																									
	23-26	163,87		0,565					24	24-22	246,3	0,849	1,475		0,74	0.74	24-27	75,68	0,26		24-25	106,08	0,365					25	25-24	106,08	0,365	0,365		0,18	0.18	26	26-23	163,87	0,565	1,394			0,7	0.7	26-bc3					9,24	0,031	26-37	121,17	0,417	26-27	110,24	0,38	37	37-26	121,17	0,417	0,417		0,21	0.21	27		27-26	110,24	0,38					1,133		0,57	0.57	27-28	142,75	0,492	27-24	75,68	0,26	bc3	bc3-26	9,24	0,031	0,29	5,48	0,15	5,63	bc3-29	74,93	0,258	28	28-27	142,75	0,492		0,492		0,25					0.25	29	29-bc3	74,93	0,258	3,019		1,51	1.51	29-30	162,13	0,559	29-31	562,71	1,94	29-29a	75,93	0,261	29a	29a-29	75,93	0,261	0,414		0,21	0.21	29a-32	44,31		0,152	30	30-29					162,13	0,559	0,559		0,28	0.28	31	31-29	562,71	1,94	2,89		1,45	1.45	31-34	255,17	0,879	31-bc4	20,56	0,07	36	36-bc4	125,9	0,434	0,434			0,22	0.22					bc4
24	24-22	246,3		0,849	1,475		0,74	0.74																																																																																																																																																																									
	24-27	75,68		0,26																																																																																																																																																																													
	24-25	106,08		0,365																																																																																																																																																																													
25	25-24	106,08		0,365	0,365		0,18	0.18																																																																																																																																																																									
26	26-23	163,87		0,565	1,394		0,7	0.7																																																																																																																																																																									
	26-bc3	9,24		0,031																																																																																																																																																																													
	26-37	121,17		0,417																																																																																																																																																																													
	26-27	110,24		0,38																																																																																																																																																																													
37	37-26	121,17		0,417	0,417		0,21	0.21																																																																																																																																																																									
27	27-26	110,24		0,38	1,133		0,57	0.57																																																																																																																																																																									
	27-28	142,75		0,492																																																																																																																																																																													
	27-24	75,68		0,26																																																																																																																																																																													
bc3	bc3-26	9,24		0,031	0,29	5,48	0,15	5,63																																																																																																																																																																									
	bc3-29	74,93		0,258																																																																																																																																																																													
28	28-27	142,75		0,492	0,492		0,25	0.25																																																																																																																																																																									
29	29-bc3	74,93		0,258	3,019		1,51	1.51																																																																																																																																																																									
	29-30	162,13	0,559																																																																																																																																																																														
	29-31	562,71	1,94																																																																																																																																																																														
	29-29a	75,93	0,261																																																																																																																																																																														
29a	29a-29	75,93	0,261	0,414		0,21	0.21																																																																																																																																																																										
	29a-32	44,31	0,152																																																																																																																																																																														
30	30-29	162,13	0,559	0,559		0,28	0.28																																																																																																																																																																										
31	31-29	562,71	1,94	2,89		1,45	1.45																																																																																																																																																																										
	31-34	255,17	0,879																																																																																																																																																																														
	31-bc4	20,56	0,07																																																																																																																																																																														
36	36-bc4	125,9	0,434	0,434		0,22	0.22																																																																																																																																																																										
bc4	bc4-31	20,56	0,07	0,07	0,22	0,04	0,26																																																																																																																																																																										
	bc4-36	125,9	0,434																																																																																																																																																																														
34	34-31	255,17	0,879	2,169		1,08	1.08																																																																																																																																																																										
	34-35	208	0,717																																																																																																																																																																														
	34-32	40,27	0,138																																																																																																																																																																														

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.2 : Calculs des débits routes et nodaux (zone basse) (cas de pointe) (suite) :

N° de nœud	Conduite	Longueur	q _{sp}	Q _{Route}	∑Q _{route}	Q _{conc}	Q _{ni}	Q _{total nodal}
		m	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
35	35-34	208	0,0034	0,717	0,717		0,36	0.36
32	32-34	40,27		0,138	0,511		0,26	0.26
	32-29a	44,31		0,152				
	32-33	63,66		0,219				
33	33-32	63,66		0,219	0,219		0,11	0.11

Tableau 4.3 : Calculs des débits routes et nodaux (Zone haute) (cas de pointe) :

N° de nœud	Conduite	Longueur	Q _{sp}	Q _{Route}	∑Q _{route}	Q _{conc}	Q _{ni}	Q _{total nodal}
		m	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
1	1—2	154,35	0,0035	0,544	1,523		0,76	0,76
	1—3	98,69		0,348				
	1—4	178,9		0,631				
3	3 1	98,69		0,348	0,348		0,17	0.17
2	2—1	154,35		0,544	2,895		1,45	1.45
	2—4	331,12		1,168				
	2-bc1	335,13		1,182				
bc1	bc1-2	327,13		1,154	2,071	1,26	1,04	2,3
	bc1-2b	259,9		0,916				
2b	2b-bc1	259,9		0,916	1,714		0,86	0.86
	2b-2a	103,98		0,366				
	2b-2c	122,19		0,431				
2c	2c-2b	122,19		0,431	0,431		0,22	0.22
2a	2a-bc1	103,98		0,366	0,366		0,18	0.18
4	4—1	178,9		0,631	1,903		0,95	0.95
	4—2	331,12	1,168					
	4—5	29,54	0,104					
5	5—4	29,54	0,104	0,668		0,33	0.33	
	5—6	130	0,458					
	5—8	29,83	0,105					
6	6—5	130	0,458	2,791		1,4	1.4	
	6—7	113,89	0,401					
	6—9	547,34	1,93					
7	7—6	113,89	0,401	0,401		0,2	0.2	

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.3 : Calculs des débits routes et nodaux (Zone haute) (cas de pointe) (suite) :

N° de nœud	Conduite	Longueur	Qsp	Q _{Route}	ΣQ _{route}	Q _{conc}	Q _{ni}	Q _{total nodal}																																																																																																																																																														
		m	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s																																																																																																																																																														
8	8 5	29,83	0,0035	0,105	0,135		0,07	0.07																																																																																																																																																														
	8 8a	8,64		0,03					8a	8a-8	8,64	0,03	0,634		0,32	0.32	8a-9	61,18	0,215	8a-8b	110,1	0,388	8b	8b-8a	110,1	0,388	0,388		0,19	0.19	9	9_6	547,34	1,93	2,272		1,14	1.14	9_8a	61,18	0,215	9_bc2	35,6	0,125	bc2	bc2-9	35,6	0,125	0,826	7,2	0,41	7,61	bc2-10	198,57	0,7	10	10_bc2	198,57	0,7	1,377		0,69	0.69	10 11	41,4	0,146	10 19	150,4	0,53	11	11 10	41,4	0,146	1,107		0,55	0.55	11 12	112,33	0,396	11 13	160,31	0,565	12	12 11	112,33	0,396	0,396		0,2	0.2	13	13 11	160,31	0,565	1,462		0,73	0.73	13 14	101,28	0,357	13 15	152,82	0,539	14	14 13	101,28	0,357	0,357		0,18	0.18	15	15 13	152,82	0,539	1,697		0,85	0.85	15 16	88,68	0,312	15 17	239,6	0,845	16	16 15	88,68	0,312	0,312		0,16	0.16	17	17 15	239,6	0,845	1,607		0,8	0.8	17 18	34,13	0,12	17 20	181,88	0,641	18	18 17	34,13	0,12	0,871		0,44	0.44	18 19	107,69	0,379	18 - 18a	105,31	0,371	18a	18a – 18	105,31
8a	8a-8	8,64		0,03	0,634		0,32	0.32																																																																																																																																																														
	8a-9	61,18		0,215																																																																																																																																																																		
	8a-8b	110,1		0,388																																																																																																																																																																		
8b	8b-8a	110,1		0,388	0,388		0,19	0.19																																																																																																																																																														
9	9_6	547,34		1,93	2,272		1,14	1.14																																																																																																																																																														
	9_8a	61,18		0,215																																																																																																																																																																		
	9_bc2	35,6		0,125																																																																																																																																																																		
bc2	bc2-9	35,6		0,125	0,826	7,2	0,41	7,61																																																																																																																																																														
	bc2-10	198,57		0,7																																																																																																																																																																		
10	10_bc2	198,57		0,7	1,377		0,69	0.69																																																																																																																																																														
	10 11	41,4		0,146																																																																																																																																																																		
	10 19	150,4		0,53																																																																																																																																																																		
11	11 10	41,4		0,146	1,107		0,55	0.55																																																																																																																																																														
	11 12	112,33		0,396																																																																																																																																																																		
	11 13	160,31		0,565																																																																																																																																																																		
12	12 11	112,33		0,396	0,396		0,2	0.2																																																																																																																																																														
13	13 11	160,31		0,565	1,462		0,73	0.73																																																																																																																																																														
	13 14	101,28		0,357																																																																																																																																																																		
	13 15	152,82	0,539																																																																																																																																																																			
14	14 13	101,28	0,357	0,357		0,18	0.18																																																																																																																																																															
15	15 13	152,82	0,539	1,697		0,85	0.85																																																																																																																																																															
	15 16	88,68	0,312																																																																																																																																																																			
	15 17	239,6	0,845																																																																																																																																																																			
16	16 15	88,68	0,312	0,312		0,16	0.16																																																																																																																																																															
17	17 15	239,6	0,845	1,607		0,8	0.8																																																																																																																																																															
	17 18	34,13	0,12																																																																																																																																																																			
	17 20	181,88	0,641																																																																																																																																																																			
18	18 17	34,13	0,12	0,871		0,44	0.44																																																																																																																																																															
	18 19	107,69	0,379																																																																																																																																																																			
	18 - 18a	105,31	0,371																																																																																																																																																																			
18a	18a – 18	105,31	0,371	0,371		0,19	0.19																																																																																																																																																															

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.3 : Calculs des débits routes et nodaux (Zone haute) (cas de pointe) (suite et fin) :

N° de nœud	Conduite	Longueur	Qsp	Q _{Route}	ΣQ _{route}	Q _{conc}	Q _{ni}	Q _{total nodal}		
		m	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s		
19	19 10	150,4	0,0035	0,53	2,188		1,09	1.09		
	19 20	362,29		1,278						
	19 18	107,69		0,379						
20	20 19	362,29		1,278	2,281				1,14	1.14
	20 21	103,27		0,364						
	20 17	181,88		0,641						
21	21 20	103,27		0,364	0,364		0,18	0.18		

4.7.1.2 Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.

4.7.1.3 Détermination des diamètres et des vitesses :

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau.

a-Résultats de la simulation :

Tableau 4.4: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe).

N°Conduit	Longueur	Diamètre	CHW	Débit	vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm		l/s	m/s	m/km
Tronçon 5-6	130,02	34	130	0,88	0,97	40,74
Tronçon 10-11	41,27	110,2	130	3,47	0,36	1,68
Tronçon 11-13	160,31	96,8	130	2,72	0,37	2,01
Tronçon 13-15	151,34	79,2	130	1,81	0,37	2,52
Tronçon 19-10	146,34	96,8	130	3,04	0,41	2,45
Tronçon 15-16	88,69	34	130	0,16	0,18	1,72
Tronçon 19-18	113,37	53,6	130	1,3	0,58	9,1
Tronçon 5-8	29,83	220,4	130	10,04	0,26	0,41
Tronçon R150m ³ -22	40,2	176,2	130	9,3	0,38	1,06
Tronçon 22-23	90,88	141	130	8,19	0,52	2,47
Tronçon 23-26	163,88	141	130	7,75	0,5	2,23
Tronçon 32-33	63,66	34	130	0,11	0,12	0,86
Tronçon 32-34	41,01	63,8	130	1,92	0,6	8,02

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.4: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) (suite).

N°Conduit	Longueur	Diamètre	CHW	Débit	vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm		l/s	m/s	m/km
Tronçon 34-31	255	42,6	130	0,48	0,34	4,41
Tronçon 34-35	208,06	34	130	0,36	0,4	7,73
Tronçon 30-29	162,1	34	130	0,28	0,31	4,86
Tronçon 9-bc2	35,6	141	130	7,6	0,49	2,15
Tronçon bc02-10	198,64	141	130	7,2	0,46	1,95
Tronçon bc03-29	74,93	141	130	5,52	0,35	1,19
Tronçon 12-11	112,34	34	130	0,2	0,22	2,6
Tronçon 4-5	28,33	220,4	130	11,25	0,29	0,5
Tronçon 31-29	562,71	63,8	130	1,23	0,38	3,5
Tronçon 4-2	331,12	63,8	130	2,9	0,91	17,19
Tronçon 6-7	113,89	34	130	0,2	0,22	2,6
Tronçon 13-14	101,27	34	130	0,18	0,2	2,14
Tronçon 15-17	240,2	53,6	130	0,8	0,36	3,74
Tronçon 17-18	34,08	42,6	130	0,67	0,47	8,18
Tronçon 18-18a	105,52	34	130	0,19	0,21	2,37
Tronçon 19-20	371,98	42,6	130	0,64	0,45	7,57
Tronçon 17-20	181,62	42,6	130	0,68	0,47	8,29
Tronçon 20-21	207,45	34	130	0,18	0,2	2,14
Tronçon 24-25	106,08	34	130	0,18	0,2	2,14
Tronçon 22-24	246,28	34	130	0,53	0,59	15,97
Tronçon bc1-2	335,16	63,8	130	2,3	0,72	11,19
Tronçon 37-26	121,07	34	130	0,21	0,23	2,85
Tronçon 1-2	154,35	34	130	0,85	0,94	37,9
Tronçon R300m ³ -1	119,52	277,6	130	16,88	0,28	0,35
Tronçon 1-3	98,69	34	130	0,17	0,19	1,93
Tronçon 1-4	180,11	220,4	130	15,1	0,4	0,87
Tronçon 27-28	142,75	34	130	0,25	0,28	3,94
Tronçon 26-bc3	9,24	110,2	130	5,63	0,59	4,09
Tronçon 24-27	75,68	34	130	0,39	0,43	8,86
Tronçon 27-26	110,24	42,6	130	1,21	0,85	24,25
Tronçon bc04-36	125,9	34	130	0,22	0,24	3,11
Tronçon 31-bc4	20,56	34	130	0,26	0,29	4,23
Tronçon 9-6	547,34	42,6	130	0,72	0,5	9,24
Tronçon 8a-8b	110,1	34	130	0,19	0,21	2,37
Tronçon 8-8a	8,64	141	130	9,97	0,64	3,55

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.4: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) (Suite et fin) :

N°Conduit	Longueur	Diamètre	CHW	Débit	vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm		l/s	m/s	m/km
Tronçon 8a-9	61,18	141	130	9,46	0,61	3,22
Tronçon 2b-2c	122,19	34	130	0,22	0,24	3,11
Tronçon 2b-2a	103,98	34	130	0,18	0,2	2,3
Tronçon bc01-2b	259,9	42,6	130	1,26	0,88	26,24
Tronçon 29a-29	75,93	79,2	130	2,5	0,51	4,56
Tronçon 29a-32	44,31	79,2	130	2,29	0,47	3,87

CHW: Coefficient de Hazen-Williams.

- Après Normalisation des diamètres selon la disponibilité sur le marché les tableaux de calcul du simulation sont représenté dans le tableau (4-5) :

Tableau 4.5 : Résultats de la simulation sur les conduites (cas de pointe) :

N° Conduite	Longueur	Diamètre	Coefficient	Débit	vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	CHW	l/s	m/s	m/km
Tronçon 5-6	130,02	40	130	0,89	0,71	18,63
Tronçon 10-11	41,27	110	130	3,33	0,35	1,57
Tronçon 11-13	160,31	110	130	2,58	0,27	0,98
Tronçon 13-15	151,34	75	130	1,67	0,38	2,82
Tronçon 19-10	146,34	90	130	3,18	0,5	3,81
Tronçon 15-16	88,69	40	130	0,16	0,13	0,78
Tronçon 19-18	113,37	63	130	1,63	0,52	6,26
Tronçon 5-8	29,83	250	130	10,03	0,2	0,22
Tronçon R150m ³ -22	40,2	200	130	9,3	0,38	1,06
Tronçon 22-23	90,88	160	130	8,18	0,41	1,33
Tronçon 23-26	163,88	160	130	7,74	0,38	1,2
Tronçon 32-33	63,66	40	130	0,11	0,09	0,39
Tronçon 32-34	41,01	63	130	1,9	0,61	8,36
Tronçon 34-31	255	40	130	0,46	0,37	5,54
Tronçon 34-35	208,06	40	130	0,36	0,29	3,5
Tronçon 30-29	162,1	40	130	0,28	0,22	2,2
Tronçon 9-bc2	35,6	160	130	7,6	0,38	1,16
Tronçon bc02-10	198,64	160	130	7,2	0,36	1,05
Tronçon bc03-29	74,93	125	130	5,52	0,45	2,14

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.5 : Résultats de la simulation sur les conduites (cas de pointe) :(suite)

N°Conduite	Longueur	Diamètre	Coefficient	Débit	vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	CHW	l/s	m/s	m/km
Tronçon 12-11	112,34	40	130	0,2	0,16	1,18
Tronçon 4-5	28,33	250	130	11,25	0,23	0,27
Tronçon 31-29	562,71	63	130	1,25	0,4	3,84
Tronçon 4-2	331,12	75	130	1,89	0,43	3,53
Tronçon 6-7	113,89	40	130	0,2	0,16	1,18
Tronçon 13-14	101,27	40	130	0,18	0,14	0,97
Tronçon 15-17	240,2	50	130	0,66	0,34	3,67
Tronçon 17-18	34,08	50	130	1	0,51	7,78
Tronçon 18-18a	105,52	40	130	0,19	0,15	1,07
Tronçon 19-20	371,98	40	130	0,46	0,37	5,52
Tronçon 17-20	181,62	50	130	0,86	0,44	5,93
Tronçon 20-21	207,45	40	130	0,18	0,14	0,97
Tronçon 24-25	106,08	40	130	0,18	0,14	0,97
Tronçon 22-24	246,28	40	130	0,54	0,43	7,41
Tronçon bc1-2	335,16	75	130	2,3	0,52	5,09
Tronçon 37-26	121,07	40	130	0,21	0,17	1,29
Tronçon 1-2	154,35	63	130	1,86	0,6	8,05
Tronçon R300m3-1	119,52	315	130	16,88	0,28	0,35
Tronçon 1-3	98,69	40	130	0,17	0,14	0,87
Tronçon 1-4	180,11	250	130	14,09	0,29	0,41
Tronçon 27-28	142,75	40	130	0,25	0,2	1,78
Tronçon 26-bc3	9,24	125	130	5,63	0,46	2,22
Tronçon 24-27	75,68	40	130	0,38	0,3	3,89
Tronçon 27-26	110,24	50	130	1,2	0,61	11
Tronçon bc04-36	125,9	40	130	0,22	0,18	1,41
Tronçon 31-bc4	20,56	40	130	0,26	0,21	1,92
Tronçon 9-6	547,34	50	130	0,71	0,36	4,19
Tronçon 8a-8b	110,1	40	130	0,19	0,15	1,07
Tronçon 8-8a	8,64	160	130	9,96	0,5	1,91
Tronçon 8a-9	61,18	160	130	9,45	0,47	1,74
Tronçon 2b-2c	122,19	40	130	0,22	0,18	1,41
Tronçon 2b-2a	103,98	40	130	0,18	0,14	1,04
Tronçon bc01-2b	259,9	50	130	1,26	0,64	12,03

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.5 : Résultats de la simulation sur les conduites (cas de pointe) (suite et fin) :

N°Conduite	Longueur	Diamètre	Coefficient	Débit	vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	CHW	l/s	m/s	m/km
Tronçon 29a-29	75,93	90	130	2,48	0,39	2,41
Tronçon 29a-32	44,31	75	130	2,27	0,51	4,97

Tableau 4.6: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe):

N° Nœud	Cote de terrain	Q nodaux	Charge	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud 2	1341,5	1,45	1361,32	19,82
Noeud 5	1326,29	0,33	1362,48	36,19
Noeud 6	1321,4	1,4	1360,06	38,66
Noeud 9	1312,45	1,14	1362,35	49,9
Noeud 10	1273,16	0,69	1303,79	30,63
Noeud 11	1274,29	0,55	1303,73	29,44
Noeud 13	1282,6	0,73	1303,57	20,97
Noeud 15	1280,78	0,85	1303,14	22,36
Noeud 19	1253,49	1,09	1303,23	49,74
Noeud 16	1276,79	0,16	1303,07	26,28
Noeud 18	1260,13	0,44	1302,53	42,4
Noeud 8	1324,62	0,07	1362,47	37,85
Noeud 22	1309	0,58	1324,62	15,62
Noeud 23	1303,28	0,44	1324,5	21,22
Noeud 26	1283,85	0,7	1324,3	40,45
Noeud 37	1274,5	0,21	1324,14	49,64
Noeud 29	1270,24	1,51	1280,9	10,66
Noeud 32	1254,43	0,26	1280,5	26,07
Noeud 33	1256,772	0,11	1280,47	23,7
Noeud 34	1249,2	1,08	1280,15	30,95
Noeud 31	1241,78	1,45	1278,74	36,96
Noeud 35	1231,55	0,36	1279,42	47,87
Noeud 36	1215,65	0,22	1235,99	20,34
Noeud 30	1248,4	0,28	1280,54	32,14
Noeud bc2	1304	7,6	1362,31	58,31
Noeud bc3	1273	5,63	1324,28	51,28
Noeud 12	1286,29	0,2	1303,59	17,3

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.6: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe) (suite et fin) :

N° Nœud	Cote de terrain	Q nodaux	Charge	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud 4	1326,8	0,95	1362,49	35,69
Noeud 24	1295,32	0,74	1322,79	27,47
Noeud 25	1284,16	0,18	1322,69	38,53
Noeud 3	1334,64	0,17	1362,47	27,83
Noeud 7	1311	0,2	1359,92	48,92
Noeud 14	1267,86	0,18	1303,47	35,61
Noeud 17	1268,33	0,8	1302,26	33,93
Noeud 2a	1301,11	0,18	1333,38	32,27
Noeud bc1	1336,61	2,3	1359,61	38,35
Noeud 21	1260	0,18	1300,98	40,98
Noeud 18a	1266,71	0,19	1302,41	35,7
Noeud 20	1273,17	1,14	1301,18	28,01
Noeud 1	1343,66	0,76	1362,56	18,9
Noeud 27	1294,95	0,57	1323,09	28,14
Noeud 28	1279,32	0,25	1322,83	43,51
Noeud bc4	1231,02	0,26	1278,7	48
Noeud 8a	1323,23	0,32	1362,45	39,22
Noeud 8b	1312,52	0,19	1362,34	49,82
Noeud 2b	1311,27	0,86	1333,48	22,21
Noeud 2c	1304,54	0,22	1333,31	28,77
Noeud 29a	1261	0,21	1280,72	19,72
Bâche bc02	1304	7,2	1304	0
Bâche bc03	1281,06	5,52	1281,06	0
Bâche bc01	1336,61	1,26	1336,61	0
Bâche bc04	1236,17	0,22	1236,17	0
Réservoir 300m3	1362,6	16,88	1362,6	0
Réservoir 150m3	1324,66	9,3	1324,66	0

b-Constataions et interprétations des résultats de simulation :

▪ *La répartition des pressions :*

Les résultats des pressions obtenus sont favorables c'est-à-dire qu'ils sont dans la norme (entre 01 bar et 06 bars). Nous notons aussi que la pression minimale est de 1,07 bar qui se trouve au niveau du nœud (J-29) et la pression maximale de 5,8 m.c.e est enregistrée au niveau du nœud (J-bc2).

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

▪ *La répartition des vitesses :*

Sachant que la vitesse d'écoulement admissible dans un tronçon est entre 0,5 m/s et 1,5m/s, Le réseau de distribution de la dachrat d'Arris présente des vitesses très faibles car nous avons remarqué que plus de **60%** des vitesses dans ces tronçons sont comprises entre 0,1m/s jusqu'à 0,40 m/s.

Au niveau des conduites, nous notons que les faibles vitesses favorisent la formation du tartre qui engendre le colmatage de ces dernières. Ainsi que les fortes vitesses fatiguent la conduite et provoquent une usure prématurée.

4.7.2 Cas de Pointe+Incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement nous devons s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas :

Pour la zone basse : le nœud J-26 c-à-d le débit dans ce nœud $Q_{ni}=17.70 \text{ l/s}$

Pour la zone haute le nœud J-4 c-à-d le débit dans ce nœud $Q_{ni}=17.95 \text{ l/s}$

Les résultats de la simulation sont donnés comme suit :

Tableau 4.7 : Résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe+incendie)

N°Conduite	Longueur	Diamètre	Coefficient	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	CHW	l/s	m/s	m/km
Tronçon 5-6	130,02	40	130	0,89	0,71	18,63
Tronçon 10-11	41,27	110	130	3,33	0,35	1,57
Tronçon 11-13	160,31	110	130	2,58	0,27	0,98
Tronçon 13-15	151,34	75	130	1,67	0,38	2,82
Tronçon 19-10	146,34	90	130	3,18	0,5	3,81
Tronçon 15-16	88,69	40	130	0,16	0,13	0,78
Tronçon 19-18	113,37	63	130	1,63	0,52	6,26
Tronçon 5-8	29,83	250	130	10,03	0,2	0,22
Tronçon R150m3-22	40,2	200	130	26,3	1,08	7,23
Tronçon 22-23	90,88	160	130	24,95	1,24	10,5
Tronçon 23-26	163,88	160	130	24,51	1,22	10,16
Tronçon 32-33	63,66	40	130	0,11	0,09	0,39
Tronçon 32-34	41,01	63	130	1,9	0,61	8,36
Tronçon 34-31	255	40	130	0,46	0,37	5,54
Tronçon 34-35	208,06	40	130	0,36	0,29	3,51
Tronçon 30-29	162,1	40	130	0,28	0,22	2,2
Tronçon 9-bc2	35,6	160	130	7,6	0,38	1,16

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.7 : Résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe+incendie) (suite) :

N°Conduite	Longueur	Diamètre	Coefficient	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	CHW	l/s	m/s	m/km
Tronçon bc02-10	198,64	160	130	7,2	0,36	1,05
Tronçon bc03-29	74,93	125	130	5,52	0,45	2,14
Tronçon 12-11	112,34	40	130	0,2	0,16	1,18
Tronçon 4-5	28,33	250	130	11,25	0,23	0,27
Tronçon 31-29	562,71	63	130	1,25	0,4	3,84
Tronçon 4-2	331,12	75	130	1,78	0,4	3,18
Tronçon 6-7	113,89	40	130	0,2	0,16	1,18
Tronçon 13-14	101,27	40	130	0,18	0,14	0,97
Tronçon 15-17	240,2	50	130	0,66	0,34	3,67
Tronçon 17-18	34,08	50	130	1	0,51	7,78
Tronçon 18-18a	105,52	40	130	0,19	0,15	1,07
Tronçon 19-20	371,98	40	130	0,46	0,37	5,52
Tronçon 17-20	181,62	50	130	0,86	0,44	5,93
Tronçon 20-21	207,45	40	130	0,18	0,14	0,97
Tronçon 24-25	106,08	40	130	0,18	0,14	0,97
Tronçon 22-24	246,28	40	130	0,77	0,61	14,2
Tronçon bc1-2	335,16	75	130	2,3	0,52	5,09
Tronçon 37-26	121,07	40	130	0,21	0,17	1,29
Tronçon 1-2	154,35	63	130	1,97	0,63	8,9
Tronçon R300m3-1	119,52	315	130	33,88	0,56	1,26
Tronçon 1-3	98,69	40	130	0,17	0,14	0,87
Tronçon 1-4	180,11	250	130	30,98	0,63	1,78
Tronçon 27-28	142,75	40	130	0,25	0,2	1,78
Tronçon 26-bc3	9,24	125	130	5,63	0,46	2,22
Tronçon 24-27	75,68	40	130	0,15	0,12	0,72
Tronçon 27-26	110,24	50	130	0,97	0,5	7,46
Tronçon bc04-36	125,9	40	130	0,22	0,18	1,41
Tronçon 31-bc4	20,56	40	130	0,26	0,21	1,92
Tronçon 9-6	547,34	50	130	0,71	0,36	4,19
Tronçon 8a-8b	110,1	40	130	0,19	0,15	1,07
Tronçon 8-8a	8,64	160	130	9,96	0,5	1,91
Tronçon 8a-9	61,18	160	130	9,45	0,47	1,74
Tronçon 2b-2c	122,19	40	130	0,22	0,18	1,41
Tronçon 2b-2a	103,98	40	130	0,18	0,14	1,04

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.7 : Résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe+incendie) (suite et fin) :

N°Conduite	Longueur	Diamètre	Coefficient	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	CHW	l/s	m/s	m/km
Tronçon bc01-2b	259,9	50	130	1,26	0,64	12,03
Tronçon 29a-29	75,93	90	130	2,48	0,39	2,41
Tronçon 29a-32	44,31	75	130	2,27	0,51	4,97

Tableau 4.8 : Résultats de la simulation sur les nœuds (cas de pointe+incendie).

N° noeud	Altitude	Q nodaux	Charge	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud 2	1341,5	1,45	1361,08	19,58
Noeud 5	1326,29	0,33	1362,12	35,83
Noeud 6	1321,4	1,4	1359,7	38,3
Noeud 9	1312,45	1,14	1361,99	49,54
Noeud 10	1273,16	0,69	1303,79	30,63
Noeud 11	1274,29	0,55	1303,73	29,44
Noeud 13	1282,6	0,73	1303,57	20,97
Noeud 15	1280,78	0,85	1303,14	22,36
Noeud 19	1253,49	1,09	1303,23	49,74
Noeud 16	1276,79	0,16	1303,07	26,28
Noeud 18	1260,13	0,44	1302,53	42,4
Noeud 8	1324,62	0,07	1362,11	37,49
Noeud 22	1309	0,58	1324,37	15,37
Noeud 23	1303,28	0,44	1323,42	20,14
Noeud 26	1283,85	17,7	1321,75	37,9
Noeud 37	1274,5	0,21	1321,59	47,09
Noeud 29	1270,24	1,51	1280,9	10,66
Noeud 32	1254,43	0,26	1280,5	26,07
Noeud 33	1256,772	0,11	1280,47	23,7
Noeud 34	1249,2	1,08	1280,15	30,95
Noeud 31	1241,78	1,45	1278,74	36,96
Noeud 35	1231,55	0,36	1279,42	47,87
Noeud 36	1215,65	0,22	1235,99	20,34
Noeud 30	1248,4	0,28	1280,54	32,14
Noeud bc2	1304	7,6	1361,95	57,95
Noeud bc3	1273	5,63	1321,73	48,73
Noeud 12	1286,29	0,2	1303,59	17,3

Chapitre- 4-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.8 : Résultats de la simulation sur les nœuds (cas de pointe+incendie (suite et fin)).

N° nœud	Altitude	Q nodaux	Charge	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud 4	1326,8	17,95	1362,13	35,33
Noeud 24	1295,32	0,74	1320,87	25,55
Noeud 25	1284,16	0,18	1320,77	36,61
Noeud 3	1334,64	0,17	1362,36	27,72
Noeud 7	1311	0,2	1359,57	48,57
Noeud 14	1267,86	0,18	1303,47	35,61
Noeud 17	1268,33	0,8	1302,26	33,93
Noeud 2a	1301,11	0,18	1333,38	32,27
Noeud bc1	1336,61	2,3	1359,37	22,76
Noeud 21	1260	0,18	1300,98	40,98
Noeud 18a	1266,71	0,19	1302,41	35,7
Noeud 20	1273,17	1,14	1301,18	28,01
Noeud 1	1343,66	0,76	1362,45	18,79
Noeud 27	1294,95	0,57	1320,93	25,98
Noeud 28	1279,32	0,25	1320,67	41,35
Noeud bc4	1231,02	0,26	1278,7	47,68
Noeud 8a	1323,23	0,32	1362,1	38,87
Noeud 8b	1312,52	0,19	1361,98	49,46
Noeud 2b	1311,27	0,86	1333,48	22,21
Noeud 2c	1304,54	0,22	1333,31	28,77
Noeud 29a	1261	0,21	1280,72	19,72
Bâche bc02	1304	7,2	1304	0
Bâche bc03	1281,06	5,52	1281,06	0
Bâche bc01	1336,61	1,26	1336,61	0
Bâche bc04	1236,17	0,22	1236,17	0
Réservoir R300m3	1362,6	33,88	1362,6	0
Réservoir R150m3	1324,66	26,3	1324,66	0

-la simulation sur les nœuds nous a donné des pressions acceptables (1-6) bars dans tous les nœuds du réseau

- Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqué qu'il ya des vitesses faibles inferieures à 0,5 m/s.

4-8- Equipement du réseau de distribution :

4-8-1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 40 mm et 315 mm.

4.8.2. Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

4.8.2.1- Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche a clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

4.8.2.2- Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

4.8.2.3- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

4.8.2.4- Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

4.8.2.5- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

Chapitre- 4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

4.8.2.6- Pièces spéciales de raccord :

a) *les Tés* : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

b) *les coudes* : ils sont utilisés pour le changement de direction.

c) *les cônes*: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

d) *les croix de jonction*: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

e) *les manchons* : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

4.9. Conclusion :

A la fin de ce chapitre nous pouvons dire qu'une diminution du diamètre de la conduite entraîne une augmentation de la vitesse et par conséquent une diminution de la pression.

Comparablement les résultats obtenus pour le cas de pointe et le cas de pointe +incendie on remarque que les pressions aux niveaux des nœuds dans le cas de pointe est légèrement supérieurs au cas pointe +incendie et inversement pour les vitesses.

Vue ce qui précède nous constatons que malgré la faiblesse de la vitesse dans certaines conduites, la disponibilité en volume et en pression est assurée dans tout le réseau.

Chapitre- 4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Chapitre 5 :

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

5.1 Introduction

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrents du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène. Dans ce chapitre nous allons étudier ce phénomène, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement du réservoir d'air.

5.2 Généralité sur le coup de bélier :

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

5.2.1. Les causes du coup de bélier

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

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. Modification de la vitesse d'une pompe.
5. Variation d'un plan d'eau.
6. La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

5.2.2 Les conséquences du coup de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe.

Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

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.

5.3 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier:

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite-réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

5.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

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

a- Volant d'inertie :

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

La deuxième famille de solutions se compose principalement de dispositifs tels que les cheminées d'équilibre et les réservoirs à air.

c- Réservoir à air comprimé

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

Retour qu'a l'aller. [5]

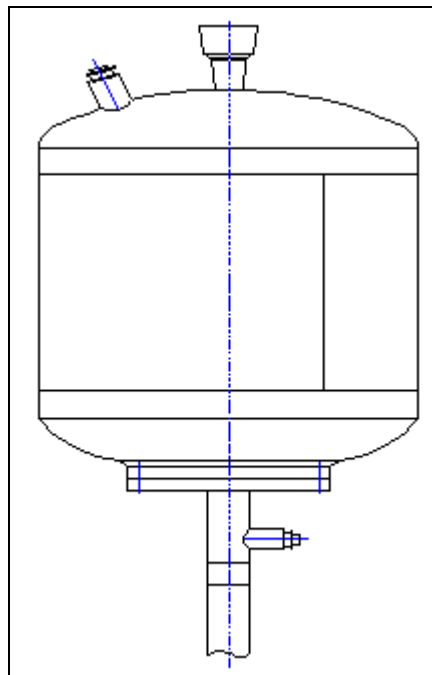


Figure 5.1: Réservoir d'air

Remarque

Parmi tous ces antis béliers, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôlable.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

*Les conduites de refoulements seront protégées par des réservoirs d'air anti bélier.

5.4.1 Analyse physique du phénomène:

1- Première phase

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

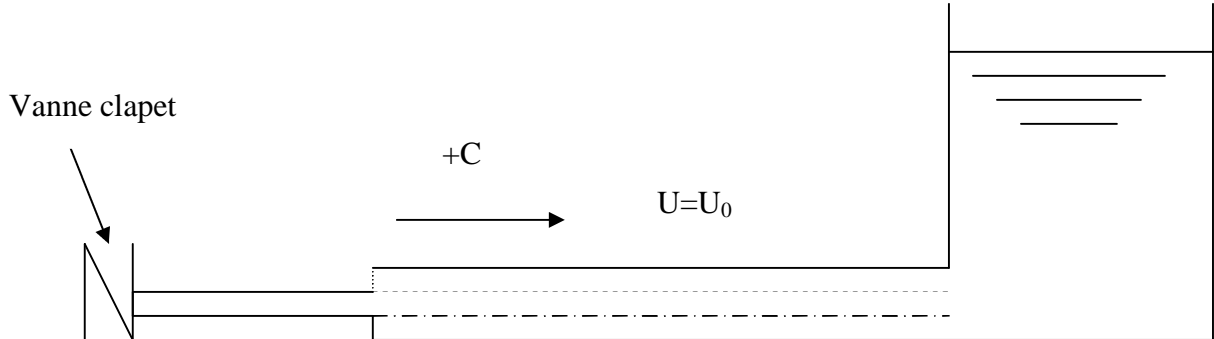


Figure 5.2: Première phase du coup de bélier

2- Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques c jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

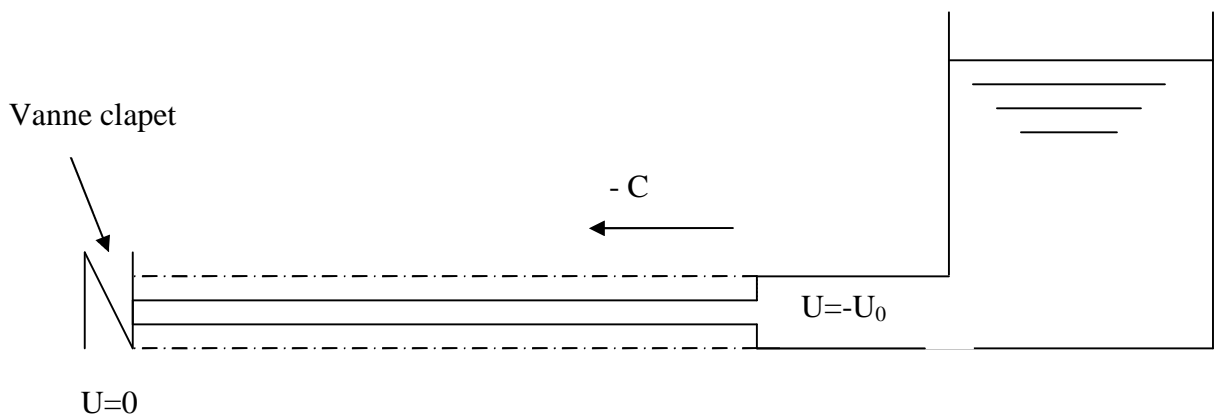


Figure 5.3: Deuxième phase du coup de bélier

3- Troisième phase

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène. La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

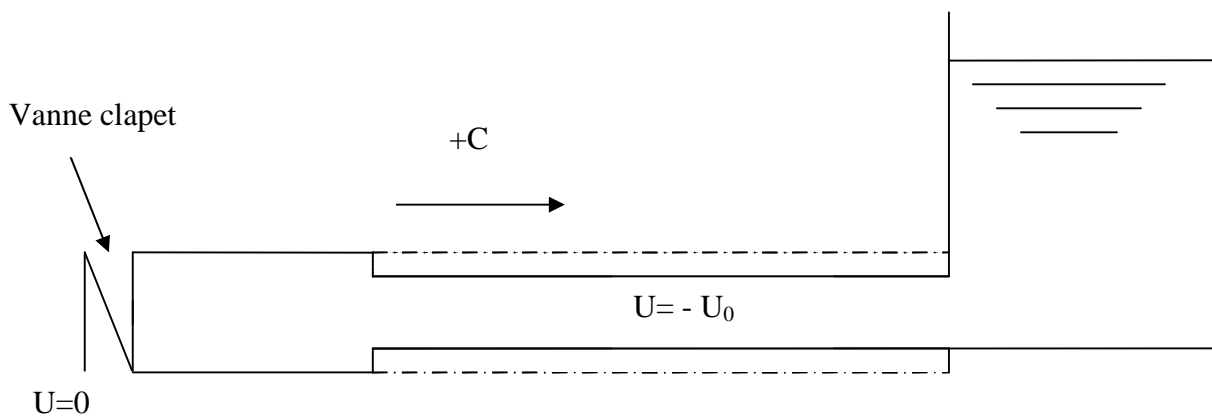


Figure 5.4 :Troisième phase du coup de bélier

4- Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

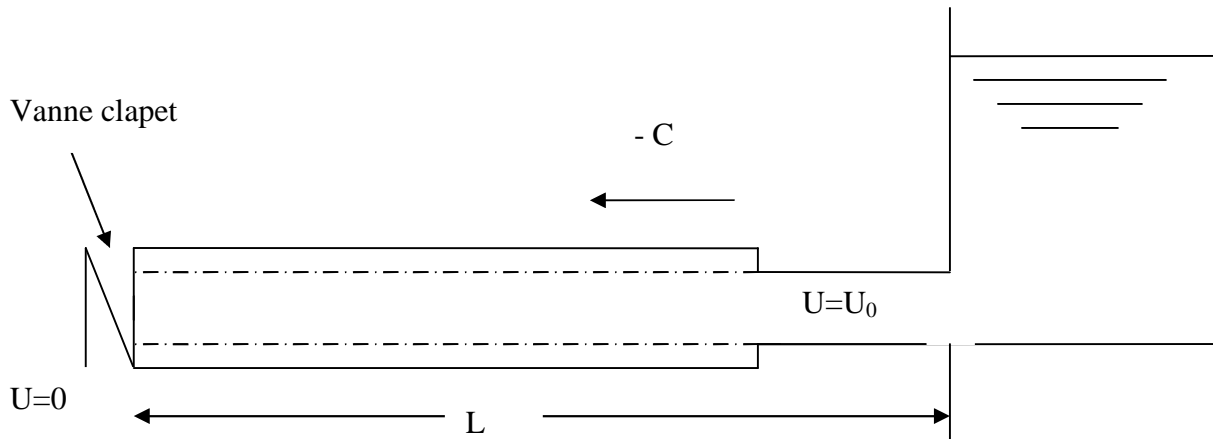


Figure 5.5: Quatrième phase du coup de bélier

5. 4.2 Calcul du volume des réservoirs d'air:

1- Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule améliorée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (5.1)$$

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.10^9$ à 20°C .
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m) (voir l'annexe 7)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0.46$ (PEHD)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s=0.33$
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E = 2,1.10^9 \text{ Pas}$
- E_s : Module de Young du sol considéré ($E=200 \text{ Mpa}$)

2- Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

*Cas de surpression

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (5.2)$$

*Cas de dépression

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad (5.3)$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.1: Calcul du coup de bélier :

Adduction	Q (l/s)	D (mm)	L(m)	e (mm)	c (m/s)	V ₀ (m/s)	Hg(m)	b(m)	Hmax(m)	Hmin(m)
RES300m3-SR Projeté	14,08	160	1412	14,6	506.2	0.7	136.68	36.16	172.80	100.56

C : Célérité en [m/s]

D : diamètre de la conduite de refoulement (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

V₀: vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

b :La valeur numérique du coup de bélier(m)

L : la longueur de la conduite (m).

H_g : la hauteur géométrique (m)

Q : Débit refoulé (l/s)

3- Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

➤ Refoulement de SR projeté– RES 300m³:

Le calcul est basé sur l'abaque de **Vibert** qui donne le volume U₀ de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V₀.

Au marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z₀ Zmin et Zmax.

Z₀ : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Zmin : pression absolue relative à la dépression.

Zmax : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U₀ est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (5.4)$$

U_0 : volume de l'air en m^3 .

V_0 : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m.

Pour notre cas : $S=0,021m^2$.

La charge tenant compte du coup de bélier :

La charge statique absolue :

$$Z_0=H_g+10=136.68+10=146.68m$$

$$Z_0=146.68m.$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{max}=H_g+\frac{cV_0}{g}+10 \quad (5.5)$$

$$Z_{max}=182,8 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{182.8}{146.68} = 1.25$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

$$h_0=0.025$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 0,00017$$

A partir de l'abaque de Vibert nous avons :

$$\frac{U_0}{LS} = 1.2 \cdot 10^{-2} \Rightarrow U_0 = LS \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 1412 \cdot 0,02 \cdot 1.2 \cdot 10^{-2} = 0,339m^3 = 339.litres$$

$$\text{Et } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,81 \Rightarrow Z_{min} = 118.81m$$

$$U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}} = 418.52.litres$$

En tenant compte de la sécurité $U_F=518.52 \text{ litres.}$

Tableau 5.2: Le volume du réservoir d'air

Adduction	Zmax	Z0	Zmax/Z0	h0/Z0	U0/LS	U0 (L)	Zmin/Z0	Zmin	Umax (L)	UF (L)
RES300m ³ -Sr projeté	182.8	146.68	1.25	0.00017	0.012	339	0.81	118.81	418.52	518.52

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression.

U_{max} : volume du réservoir d'air.

L : longueur de la conduite(m).

Chapitre -5-

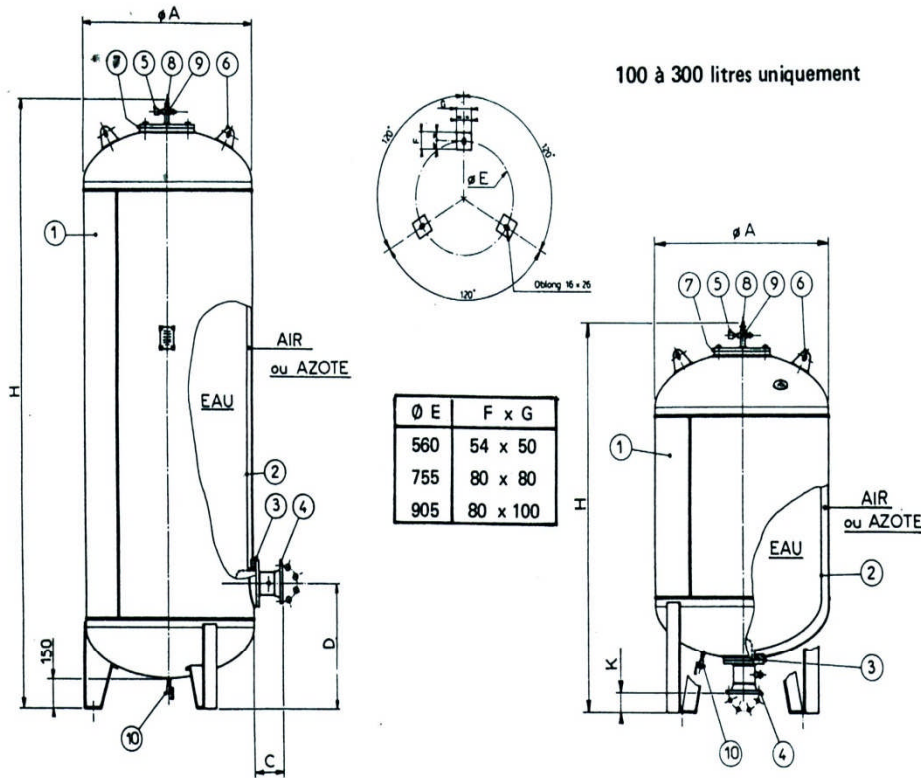
PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

Comme il doit rester de l'eau dans le réservoir on prend le volume total égal à 520 litres.

Ce réservoir à un fond de diamètre de 630 mm.

La hauteur totale du réservoir est de 2015mm et un poids de 140 kg.

La figure suivante représente le réservoir anti-bélier choisi dans notre adduction



Ø E	F x G
560	54 x 50
755	80 x 80
905	80 x 100

Capacité	Référence	Ø A	D	Ø E	H	Poids(kg)
100 litres	20300	630		560	810	62,5
200 litres	20301	630		560	1100	85
300 litres	20302	630		560	1460	100
500 litres	20303	630	550	560	2015	140
750 litres	20304	850	600	755	1765	220
1000 litres	20305	850	600	755	2215	265
1500 litres	20306	1000	630	905	2410	410
2000 litres	20307	1000	630	905	3070	490

1. Réservoir en tôle d'acier soudée. Protection peinture intérieure et extérieure.
2. Vessie en butyl alimentaire interchangeable.
3. Ensemble bride et contre-bride de serrage de vessie.
4. Sortie d'eau standard DN 50 ou 80 à bride PN 10. Option . DN 100, 125, 150.
5. Valve de gonflage protégée fileté mâle 1/2" gaz.
6. Pattes d'élingage.
7. Orifice de visite avec couvercle. Etanchéité par joint spécial.
8. Piquage mano 1/2" gaz.
9. Croix de liaison femelle 1/2" gaz sur air ou azote.
10. Purge 3/8" gaz sur Air ou Azote.

Sortie	Référence	C	K	Poids (kg)
DN 50	22222 50 SIB	182	63	10,3
DN 80	22222 80 SIB	177	68	11,4
DN 100	22222 100 SIB	172	73	11,5
DN 125	22222 125 SIB	172	73	13
DN 150	22222 150 SIB	165	80	13,6

Figure 5.6 : le type du réservoir anti-bélier choisi [6]

5.5. Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe , ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de Vibert:

Nous avons choisi la méthode de Vibert pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée pour la détermination du volume d'air.
- Valable pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement

Chapitre VI :

ETUDE DE POMPAGE

6.1- Introduction :

La sur exploitation de la station de pompage d'Arris centre et l'insatisfaction l'insuffisance des besoins de la dachra d'Arris à l'horizon 2035 nous oblige à projeter une nouvelle station de pompage à Draa-Zitoun pour renforcer l'AEP de la ville d'Arris. Cette station sera alimentée par la conduite de transfert qui provient de barrage Kodiat Lamdouar et refoule vers le réservoir de volume 500 m^3 existant. L'eau sera déjà traitée à l'aval de barrage (station de traitement de Timgad).

6.2. La conduite de refoulement :

6.2-1-Implantation de conduite de refoulement :

C'est la conduite de refoulement de longueur 1412 m (le diamètre à déterminer), qui relie la station de pompage projetée (cote de terrain de 1228.47m) jusqu'au réservoir de volume 300 m^3 implanté à la cote de radier de 1362.6m).

Cette station refoule les eaux du piquage sur la conduite de transfert kodiata lamdaouar – Arris vers le réservoir 300 m^3 .

Le tracé de cette conduite sur la base de plan disponible, une reconnaissance détaillée de tracé a été effectuée, compte tenu des observations faites sur le terrain avec le souci :

- d'avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible,
- d'éviter autant que possible les zones d'habitations,
- d'éviter les zones instables,
- d'éviter autant que possible les terrains rocheux,
- d'éviter les talwegs profonds,

de limiter les changements brusques de direction.

6.2.2. Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Dans notre cas, le piquage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux sont refoulées par une station de pompage dans une conduite de refoulement vers le réservoir.

6.2.2.1. Détermination du diamètre économique :

On peut déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

Parmi ces formules, nous prenons celle de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (4.1)$$

Où :

D : Diamètre économique en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m³/s.

6.2.2.1.1. Pertes de charge :

6.2.2.1.1.1 Pertes de charge linéaire :

On calcule les pertes de charge linéaires par la formule suivante

$$\Delta H = \frac{\lambda * L_{eq} * V^2}{D * 2 * g} \quad (4-2)$$

Où :

ΔH : Perte de charge linéaire ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

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

En régime turbulent λ est donné par la formule de Nikuradze

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (4-3)$$

ε : la rugosité équivalente de la paroi ;

6.2.2.1.1.2. Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section etc, généralement estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les adductions :

$$\Delta H_s = 10\% * \Delta H_L \quad (4-4)$$

Par la suite, la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_L = 1,1 * \Delta H_L \quad (4-5)$$

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_l : Perte de charge linéaire (m) ;

ΔH_s : Perte de charge singulière (m) ;

6.2.2.1.2. Hauteur manométrique totale (H_{mt}) :

La hauteur manométrique est donnée par la formule suivante :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t \quad (4-6)$$

ΔH_t : Perte de charge totale ;

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein (1365,15m) du réservoir et le niveau dynamique du plan d'eau de pompage (1228,47 m).

6.2.2.1.3. Puissance absorbée par la pompe :

$$P = \frac{\rho * g * Q * H_{MT}}{\eta} \quad (4-7)$$

Où :

P : Puissance en Kw

η : Rendement de la pompe; $\eta = 0,75$;

Hmt : Hauteur manométrique totale ;

Q : Débit refoulé (m³/s);

6.2.2.1.4 Énergie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad (\text{KWh/an}) \quad (4-8)$$

Où :

t : Nombre d'heures de pompage par jour, dans notre cas (16H) ;

P : Puissance en KW ;

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

6.2.2.1.5. Frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E * P \quad (4-9)$$

Avec :

p: Prix du kWh d'après « Sonelgaz » p=4,67 DA/kWh

E : énergie consommée KWH / an ;

6.2.2.1.6. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" ;

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (4-10)$$

Où :

i : Taux d'annuité (i=8%) ;

n : Nombre d'année d'amortissement (n=20ans),

$$A = \frac{8\%}{(8\% + 1)^{19} - 1} + i = 10,18\%$$

6.2.2.1.7. Calcul du diamètre économique :(Q_{ref}=14.08 l/s)

(Q_{maxj}=811,2m³/j→la durée de pompage T_f=16heure) alors le débit nécessaire pour refoulé ce volume est de 14,08l/s

On a la longueur de la conduite de refoulement supérieur à 1 Km

Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt{0.0141} \Rightarrow D=0.119\text{mm}, \quad \text{Donc : } D=119\text{mm} ;$$

$$H_g = 1365,15 - 1228,47 = 136,68\text{m}.$$

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

Tableau 6-1 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D mm	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	A	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	HMT(m)
150	0.0141	0.80	3.67E-02	0,101	11.17	12.29	136.68	148,97
200	0.0141	0.45	3.34E-02	0,101	2.42	2.66	136.68	139,34
250	0.0141	0.29	3.12E-02	0,101	0.74	0.81	136.68	137,49
300	0.0141	0.2	2.95E-02	0,101	0.28	0.31	136.68	136,99
350	0.0141	0.15	2.82E-02	0,101	0.12	0.14	136.68	136,82
400	0.0141	0.11	2.72E-02	0,101	0.06	0.07	136.68	136,75
450	0.0141	0.09	2.63E-02	0,101	0.03	0.04	136.68	136,72

A : L'annuité d'amortissement

Tableau 6-2 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

Dmm	(m)HMT	Puissance (kW)	Energie KW/an	prix du kWh/DA	Dépense
150	148,97	27,44	160223,8	4,674	748245,24
200	139,34	25,66	149863,6	4,674	699862,81
250	137,49	25,32	147878,4	4,674	690591,98
300	136,99	25,23	147336,5	4,674	688061,52
350	136,82	25,20	147150,9	4,674	687194,65
400	136,75	25,18	147076,4	4,674	686846,58
450	136,72	25,18	147042,7	4,67	686689,40

Tableau 6-3: Calcul des Frais d'amortissement des conduites

D (mm)	PRIX ml/DA	Longueur (ml)	DEPENSES (DA)
150	980	1412	1383760
200	1050	1412	1482600
250	1155	1412	1630860
300	1230	1412	1736760
350	1344	1412	1897728
400	1544	1412	2180128
450	1790	1412	2527480

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

Tableau 6-4 : Bilan des frais des conduites:

D	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Frais totaux
mm	(DA)	(DA)	(DA)
150	1383760	748245,23	2132005,24
200	1482600	699862,81	2182462,81
250	1630860	690591,97	2321451,98
300	1736760	688061,51	2424821,52
350	1897728	687194,64	2584922,65
400	2180128	686846,57	2866974,58
450	2527480	686689,39	3214169,40

- D'après le tableau précédent on trouve que le diamètre économique est le diamètre $D=150\text{mm}$; et la vitesse d'écoulement $V=0.8\text{m/s}$.
- Selon la disponibilité sur le marché on opte pour un diamètre normalisé 160mm en PEHD PN 16.

6-3. Choix du type de pompe :

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- ✓ Assurer le débit appelé A_{pp} et la hauteur HMT ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Etre fabriquée en série.

Dans la présente étude nous optons pour les pompes françaises PEME -GOURDIN qui est un constructeur des pompes centrifuges pour eau depuis 80 ans ,ils sont fabriquées en série

6-4- Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

Le couplage des pompes se fait comme suit :

Débit fourni par une seule pompe insuffisant \longrightarrow couplage en parallèle.

Charge fournie par une seule pompe insuffisante \longrightarrow couplage en série.

6.4.1 Couplage en parallèle :

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

Dans la figure 6-1 nous représentons l'évolution des caractéristiques pour un couplage en Parallèle :

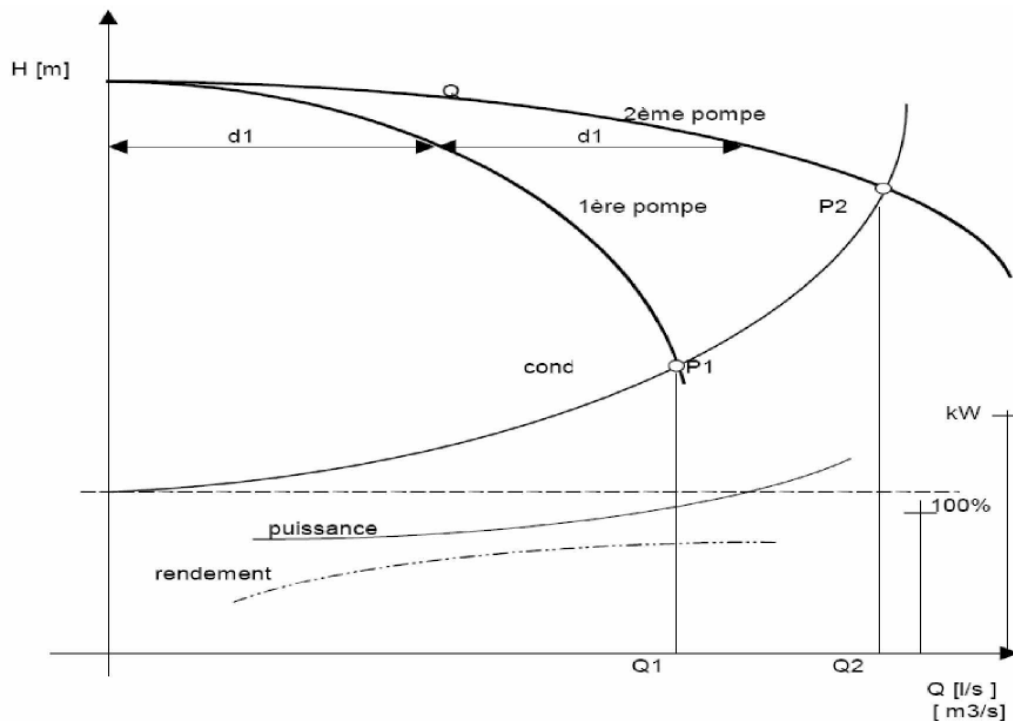


Figure : 6-1 .couplage en parallèle

6.4.2. Couplage en série :

Pour ce type de couplage, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

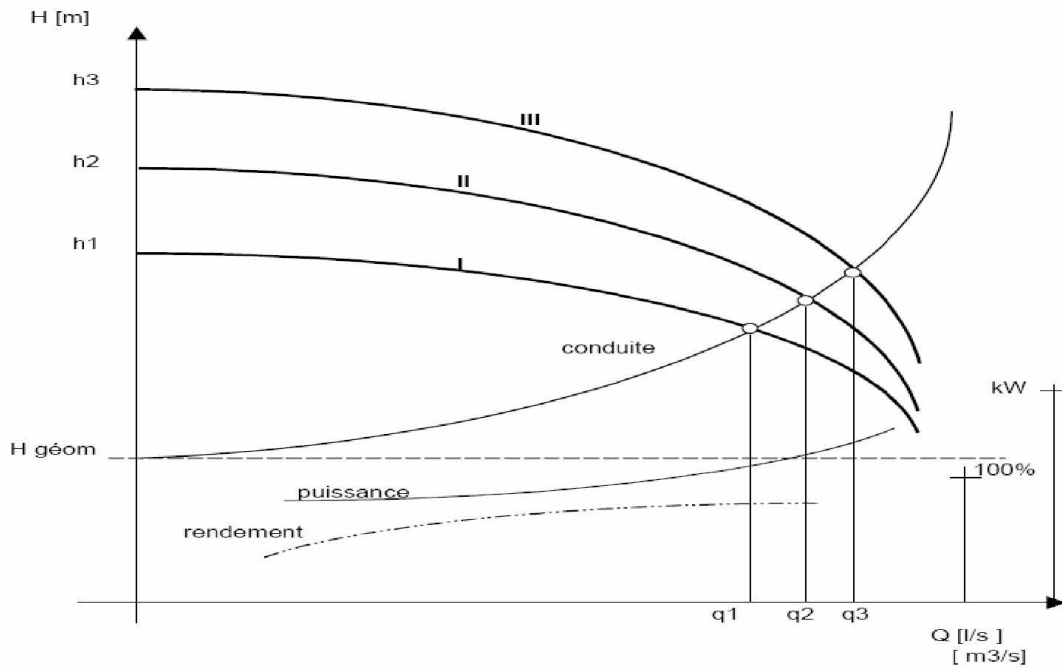


Figure 6-2. Couplage en série

6.5. Choix du nombre de pompes :

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ($NPSH$)_r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

Pour notre cas les caractéristiques recherchées sont : $Q=14,1 l/s$, Hauteur manométrique totale égale à 146m.

La figure suivante englobe les plages des courbes caractéristiques de chaque pompe choisie (le nombre de plage correspond au nombre de cellule) (en utilisant le logiciel spécifique à ce type des pompes

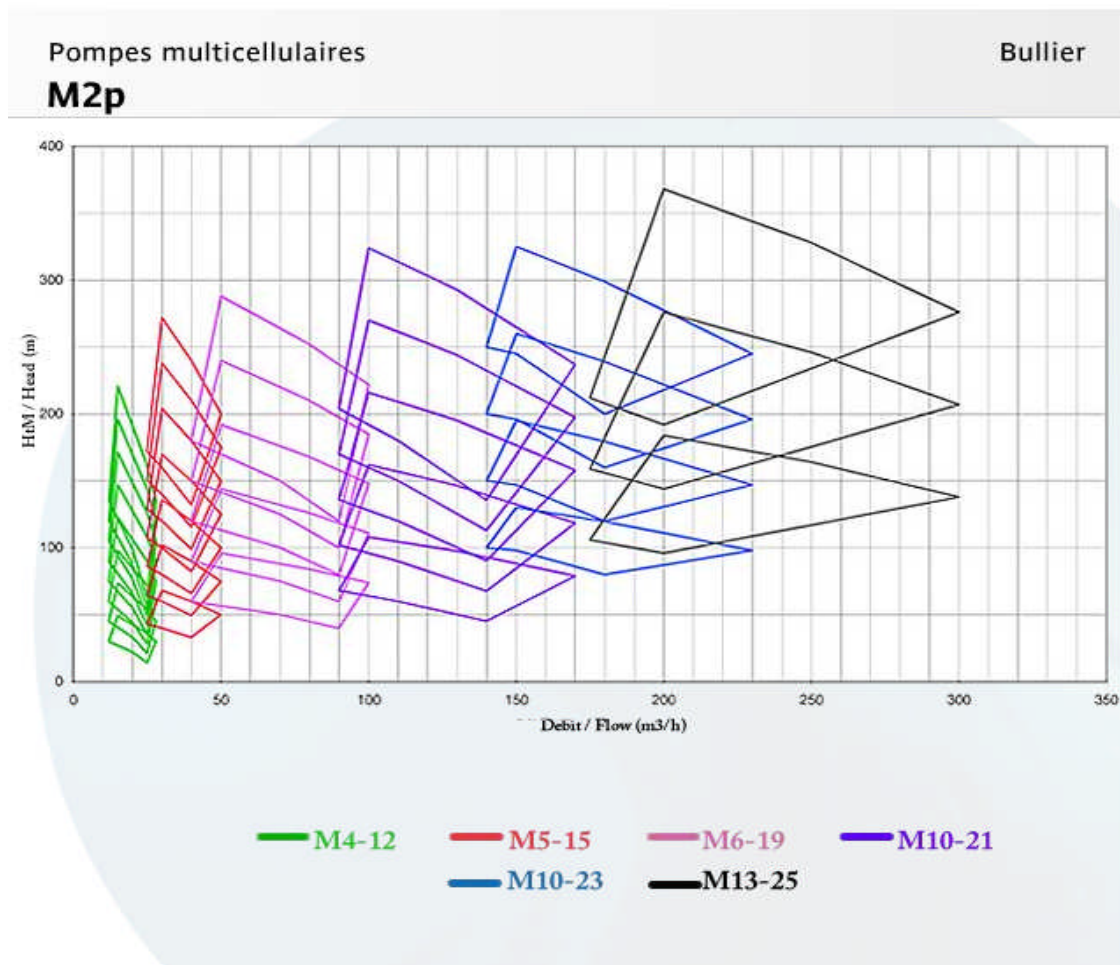


Figure 6-3 : plages des courbes pour la pompe PEME GOURDIN TYPE M

D'après la figure ci-dessus la variante qui convient le plus à notre cas est de type **M06-19** celle avec 3 cellules (montées en série) et une (1) pompe de secours, car elle est meilleure du point de vue rendement, Puissance absorbée et nombre de cellule .

6.6. Courbes caractéristiques des pompes:

Pour chaque type de pompe centrifuge des courbes caractéristiques indiquent, pour chaque vitesse (tr/min) de la pompe, la relation qui existe entre la hauteur de refoulement et le débit refoulé.

Dans une pompe bien conditionnée, ces courbes ont une allure parabolique, l'axe de la parabole étant parallèle à la droite des hauteurs refoulées par la pompe, et la convexité de la parabole tournée vers le haut.

La figure 6-4 montre les différentes courbes qui caractérisent une pompe

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

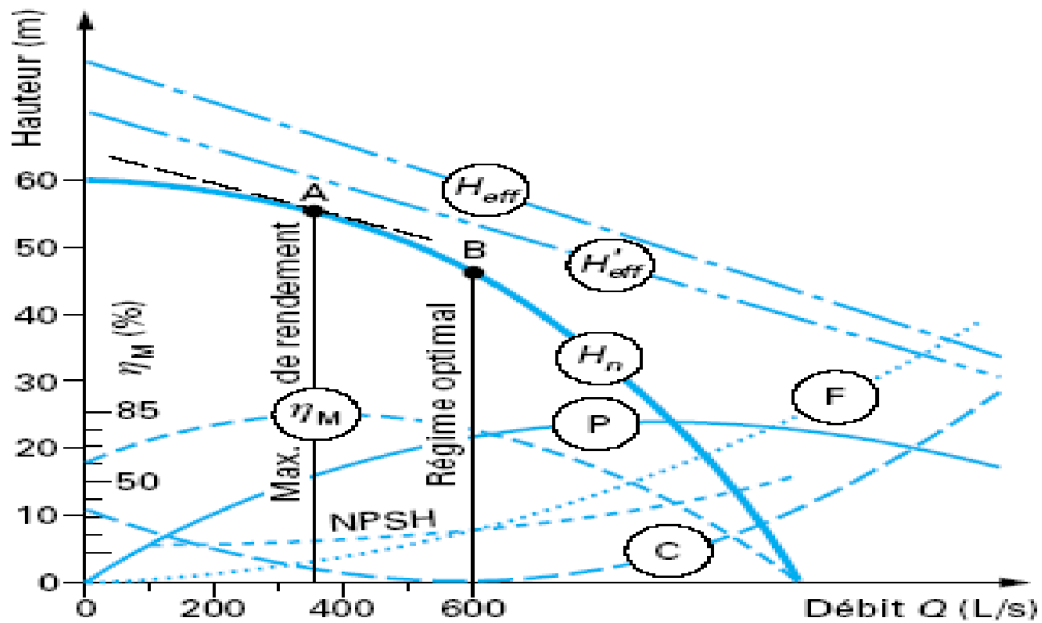


Figure 6-4. Courbes caractéristiques d'une pompe

Avec : H_{eff} : hauteurs théoriques effectivement engendrées (nombre d'aubes infini, d'épaisseur nulle)

H'_{eff} : hauteurs théoriques effectivement engendrées avec des aubes réelles, en nombre fini

C : pertes de charge dues aux chocs de l'eau à l'entrée et à la sortie des aubes

F : pertes de charge dues aux frottements de l'eau dans les aubes

H_n : hauteurs nettes engendrées : $H_n = H'_{eff} - (C + F)$

η_M : rendements manométriques en % : $\eta_M = H_n / H_{eff}$

$NPSH$: hauteurs nettes d'aspiration (net positive suction head)

P : puissance absorbée par la pompe

Dans le cas où la vitesse de rotation change nous aurons les allures présentées dans la figure 6-5

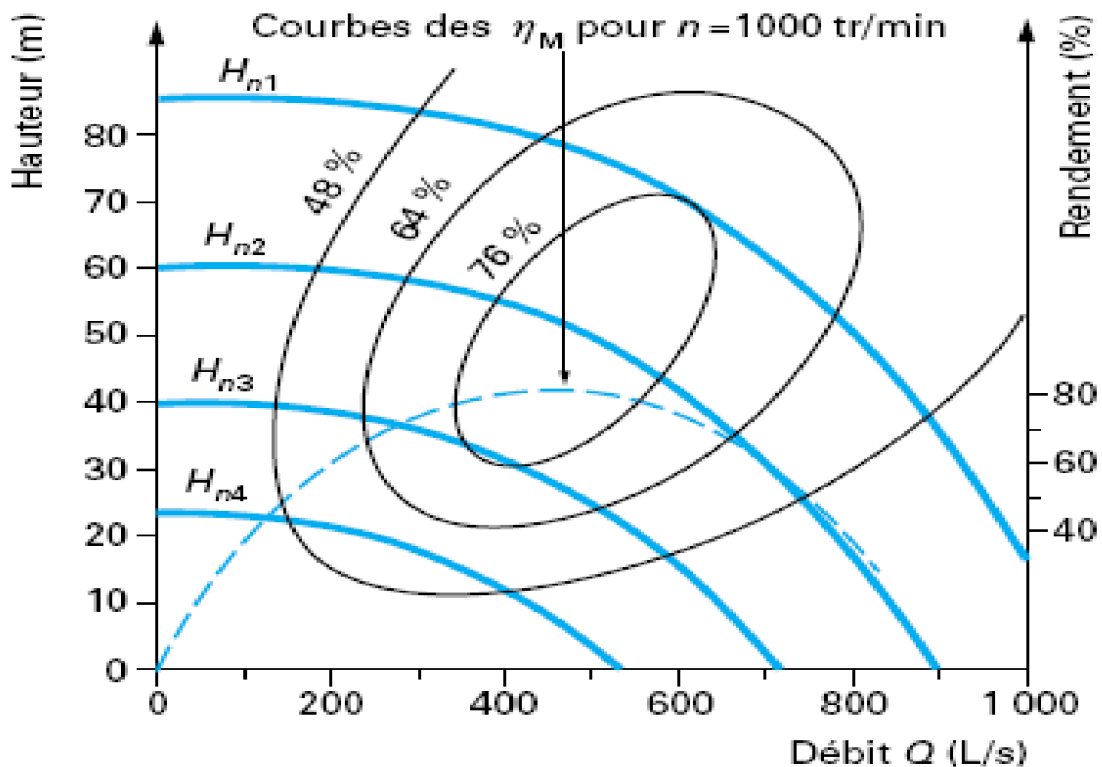


Figure 6-5. Courbes caractéristiques d'une pompe à vitesse de rotation variable

Avec : H_{n1} H_{n2} H_{n3} H_{n4} hauteurs nettes engendrées aux vitesses n_1 n_2 n_3 n_4 (entr/min)

Pour une même hauteur H_n on a : $Q_1/ n_1 = Q_2/ n_2 = \dots = Q_n / n_n$

Pour un même débit Q on a : $H_{n1} / H_{n2} = (n_1/ n_2)^2$

Courbes 48 %, 64 %, 76 % : courbes d'équirendements ou colline des rendements.

Pour éviter toute difficulté de démarrage de la pompe sur une conduite de refoulement sous pression, il est d'ailleurs indispensable que l'arc de parabole représentant la caractéristique Q - H (débit hauteur) ait une allure toujours tombante, autrement dit que l'axe de symétrie de cette courbe soit situé en dehors du graphique, à gauche de l'axe des hauteurs, engendrées, parallèlement à ce dernier.

Cette condition implique que la hauteur à débit nul de la pompe (hauteur de barbotage) soit supérieure à celle correspondant à la pression à l'intérieur de la conduite sur laquelle elle refoule.

NPSH : ce sigle américain, introduit en France par les pétroliers (Net Positive Suction Head) peut se traduire par **hauteur nette d'aspiration**, c'est-à-dire hauteur d'aspiration, déduction faite de la tension de vapeur de l'eau. C'est une notion excessivement importante dont il doit être tenu le plus grand compte dans le choix d'une pompe, si l'on veut obtenir le meilleur rendement et surtout éviter le phénomène de cavitation

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

Pour la présente étude les courbes caractéristiques de la pompe choisie (M10-21) sont représentées dans la figure 6-6

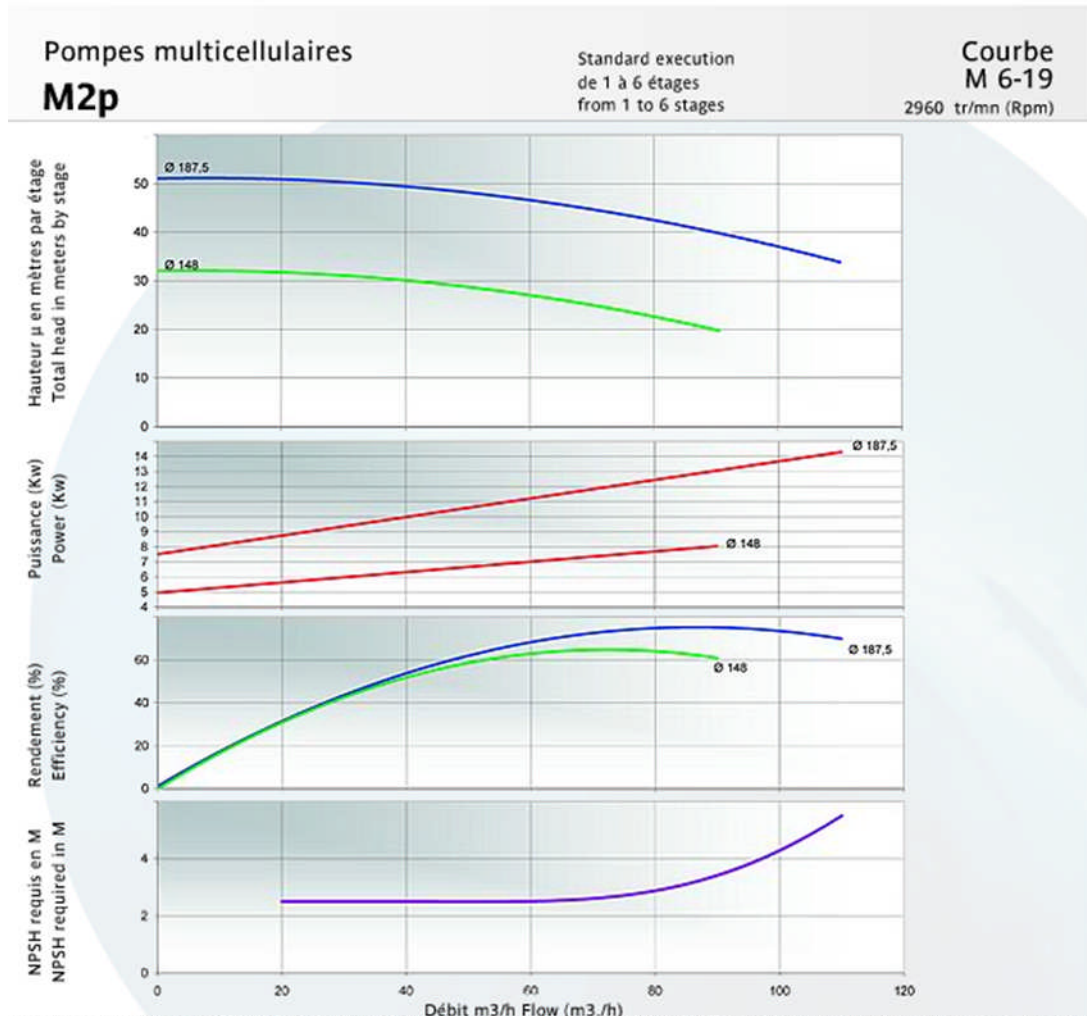


Figure 6-6. Courbes caractéristiques de la pompe M06-19

Nous notons que les courbes représentées ci-dessus configurent la pompe M06-19 avec une seule cellule

pour notre cas on prend une pompe constituée de trois cellules montées en série .

6.7. Point de fonctionnement:

Pour déterminer le point de fonctionnement d'une pompe il nous faut le débit et la hauteur manométrique engendrée par une pompe donnée, débitant dans un réseau ou une conduite. La perte de charge totale d'une conduite, en fonction du débit sera reportée sur un graphique. Nous obtenons ainsi la courbe caractéristique de la conduite. La perte

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

de charge est proportionnelle au carré du débit et la courbe est une parabole. Nous pouvons également représenter la hauteur géométrique d'élévation en fonction du débit, ce qui permet de déterminer d'une façon simple, pour chaque débit, la hauteur géométrique et la perte de charge, dans la figure V-8, ces courbes sont représentées, de même que la courbe caractéristique

Q_H d'une pompe. La hauteur manométrique de la pompe sera égale à la somme de la hauteur géométrique totale et de la perte de charge totale dans les conduites

Le point de fonctionnement est le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et la courbe caractéristique de la conduite.

La figure 6-7 montre la méthode de détermination de point de fonctionnement.

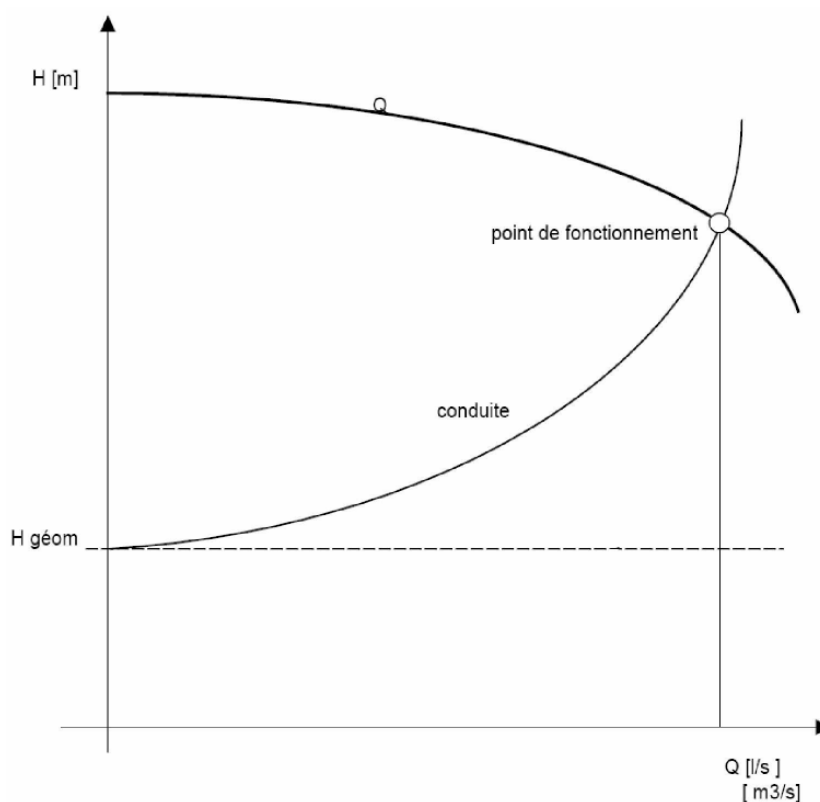


Figure 6-7. Détermination de point de fonctionnement

6.8. Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (5.11)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{\text{lin}} \quad (5.12)$$

Avec : Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire(m)

$$\Delta h_p^{\text{lin}} = \frac{8\lambda * L_{\text{ref}} * Q^2}{\Pi^2 * g * D_{\text{ec}}^5} \quad (5.13)$$

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,035$

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m)

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s)

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

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

Tableau 6.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement ;

N	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	Dec	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t	Hc
1	0	136,68	1412	160	0,035	0,00	0,00	136,68
2	20	136,68	1412	160	0,035	1,20	1,32	138,00
3	40	136,68	1412	160	0,035	4,81	5,29	141,97
4	60	136,68	1412	160	0,035	10,82	11,91	148,59
5	80	136,68	1412	160	0,035	19,24	21,16	157,84
6	100	136,68	1412	160	0,035	30,06	33,07	169,75
7	120	136,68	1412	160	0,035	43,29	47,62	184,30
8	140	136,68	1412	160	0,035	58,92	64,82	201,50

La courbe caractéristique de la conduite est représentée dans la figure 6-8

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

Nous notons que la courbe a été reportée sur la figure des courbes caractéristiques de la pompe ce qui nous permet de déterminer les coordonnées (H,Q) ainsi que le rendement

Et comme nous avons une pompe à trois cellules Nous notons que l'échelle des ordonnées (H) est multipliée par trois

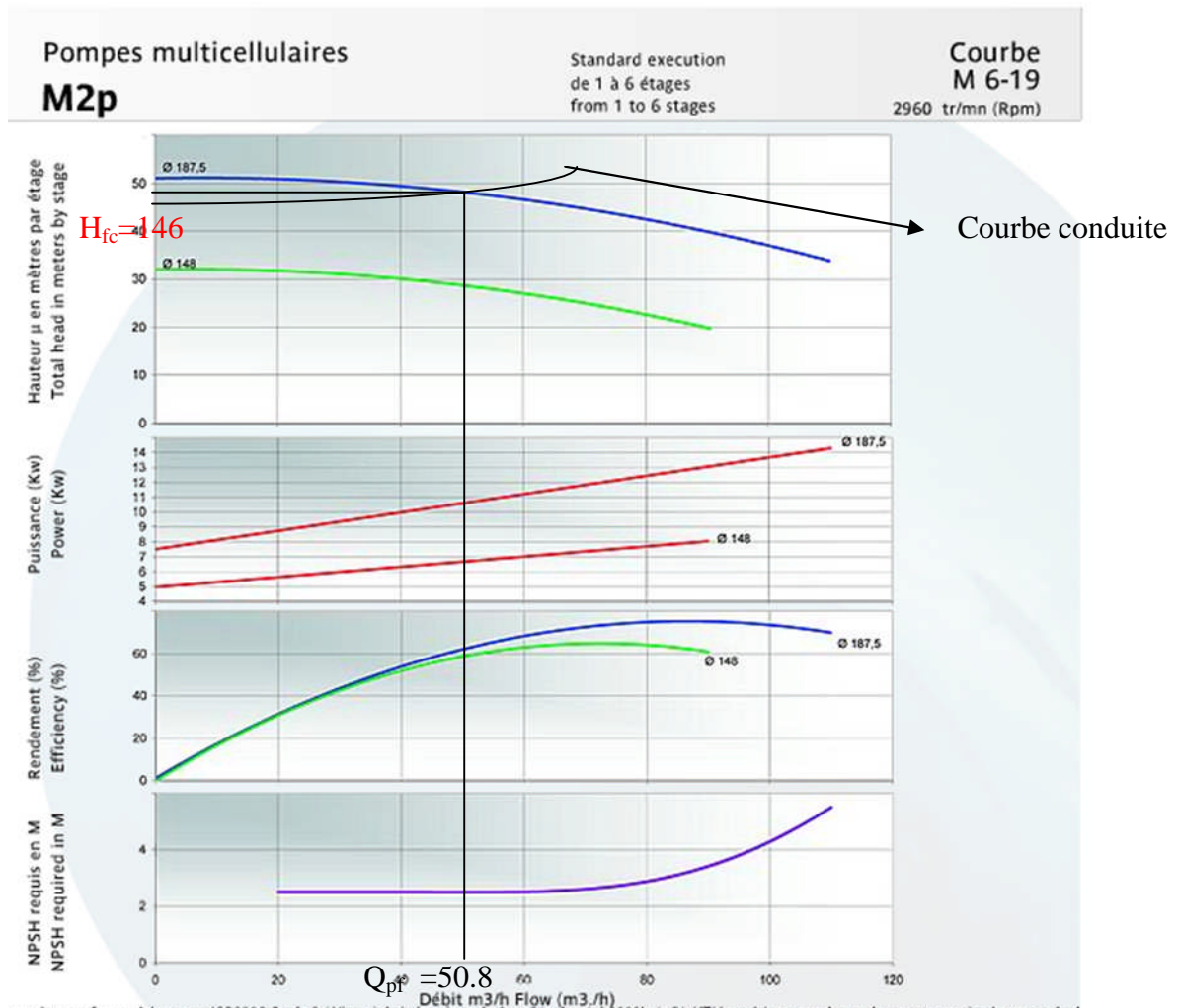


Figure 6-8. Point de fonctionnement de pompe

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$Q_{pf} = 50.8 \text{ m}^3/\text{h} = Q_{app} = 50.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{pf} = 146.12\text{m} \geq H_{app} = 146,14$$

Alors pour notre cas le débit et la charge fournis par une installation de pompage sont les mêmes que ceux demandés nous avons ; $Q_{pf} = Q_{app}$.

On procède à aucun mode de réglage

6.9. Etude de la cavitation :

La cavitation d'une pompe centrifuge représente la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse. Nous considérons en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. La cavitation apparaît pour $NPSH_{dispo} < NPSH_{requis}$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

Nous prenons : $r = 0,3$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (5.14)$$

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

Tableau 6.6 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (5.15)$$

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_{as} = 10$ m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = Q_{app}$$

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (5.16)$$

Avec :

V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

Nous prenons : $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

6.10. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (5.17)$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (5.18)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

Application

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,45$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 206 \Rightarrow P_{at} = 10,05$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :

DN = 80 mm

Donc : $D_a = 80$ mm

$$h_{asp}^{adm} = 5,2 \text{ m}$$

Alors la pompe est bien calée

6.11. Encombrement de la pompe :

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure suivante :

*Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE*

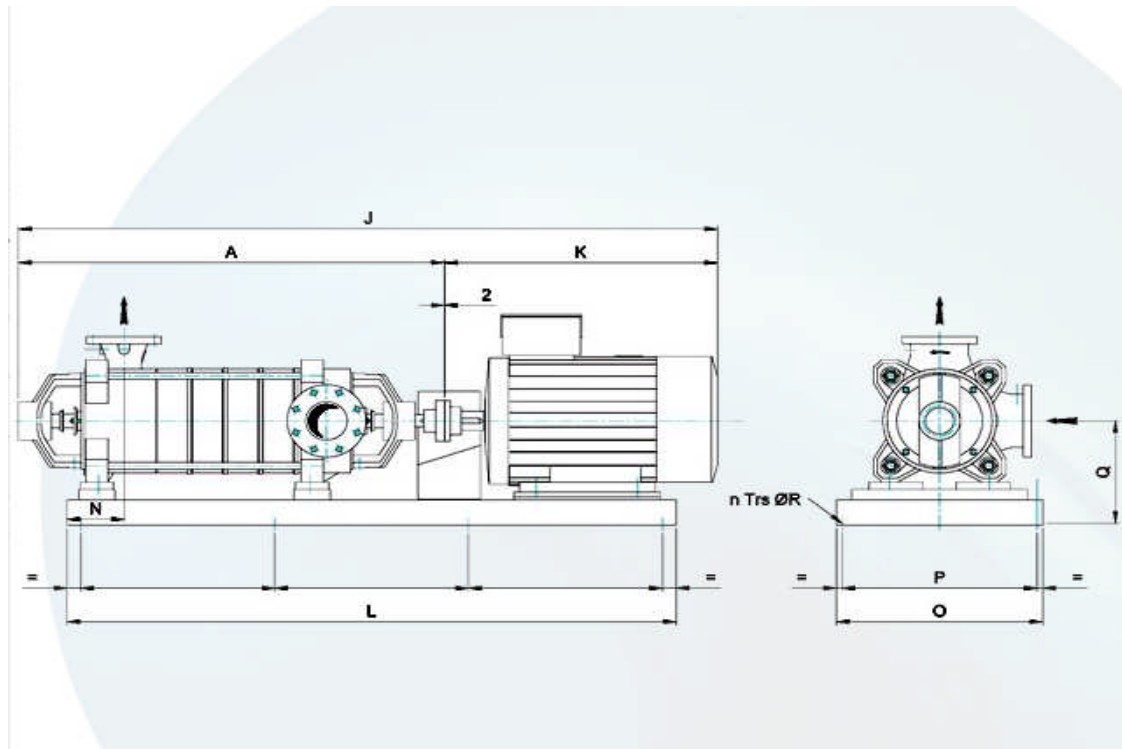


Figure 6-9. Encombrement de la pompe PEME GOURDIN M6-19

Reference	KW moteur motor	A	J	K	L	N	O	P	Q	n	S
-----------	-----------------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

M 10-21/2	45	966	1808	840	1600	124	540	500	340	6	24
M 10-21/2	55	966	1898	930	1700	124	660	600	375	6	24
M 10-21/3	55	1052	1984	930	1800	124	660	600	375	6	24
M 10-21/3	75	1052	2142	1088	1900	124	660	600	405	6	24
M 10-21/4	75-90	1138	2142	1088	1900	124	660	600	405	6	24
M 10-21/4	110	1138	2228	1088	2000	124	660	600	405	6	24
M 10-21/5	110-132	1224	2474	1248	2300	124	720	670	445	6	24

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

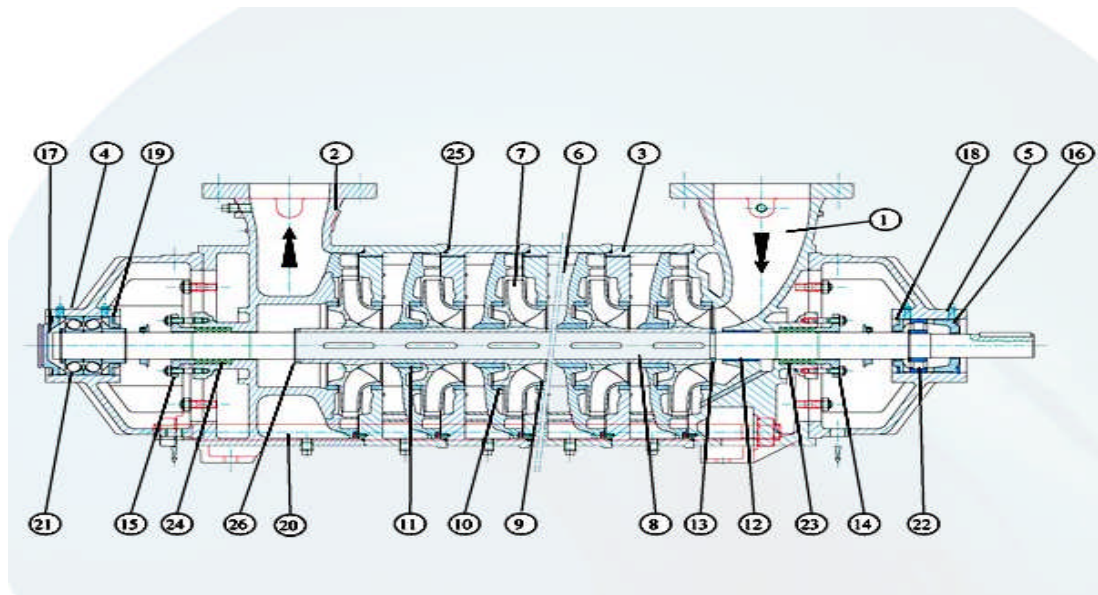


Figure 6-10: Coupe horizontale type de la pompe

Tableau 6.7: Nomenclature des pièces composantes de la pompe:

repère	désignation - items	matière - material	norme / standard EN
1	Corps d'aspiration - Suction casing	Fonte - Cast iron	EN-GJL 250
2	Corps de refoulement - Delivery casing	Fonte - Cast iron	EN-GJL 250
3	Corps de cellule - Stage casing	Fonte - Cast iron	EN-GJL 250
4 - 5	Corps de paliers - Bearings housings	Fonte - Cast iron	EN-GJL 250
6	Diffuseur - Diffuser	Fonte - Cast iron	EN-GJL 250
7	Roue - Impeller	Bronze / Laiton - Bronze / Brass	CuSn8 - CuZn16Si4
8	Arbre - Shaft	Acier Inox - Stainless Steel	X20Cr13 - X17CrNi16.2
9 - 10	Bagues d'usure - Wear rings	Bronze	CuPb5Zn5Sn5
11	Douille de diffuseur - Diffuser bushing	Bronze	CuPb5Zn5Sn5
12	Douilles de corps d'aspiration - Suction bushing	Bronze	Bénum
13	Bague en 2 pièces - 2 parts ring	Acier Inox - Stainless Steel	X17CrNi16.2
14 - 15	Fouloirs de presse étoupe - Gland	Bronze	CuSn12
16 - 17	Couvercles externes de paliers - External bearings covers	Fonte - Cast iron	EN-GJL 250
18 - 19	Couvercles internes de paliers - Internal bearings covers	Fonte - Cast iron	EN-GJL 250
20	Tirants - Tie-rods	Acier - Steel	E335
21	Roulements de butée - Angular contact ball bearings	Acier - Steel	/
22	Roulement guide - Cylindrical roller bearing	Acier - Steel	/
23 - 24*	Tresses - Gland packing	Aramide PTFE	/
25	Joints toriques - O.ring	Nitrile	/
26	Circlip - Circlip	Acier - Steel	/

Garniture mécanique sur demande - Mechanical seal on request

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

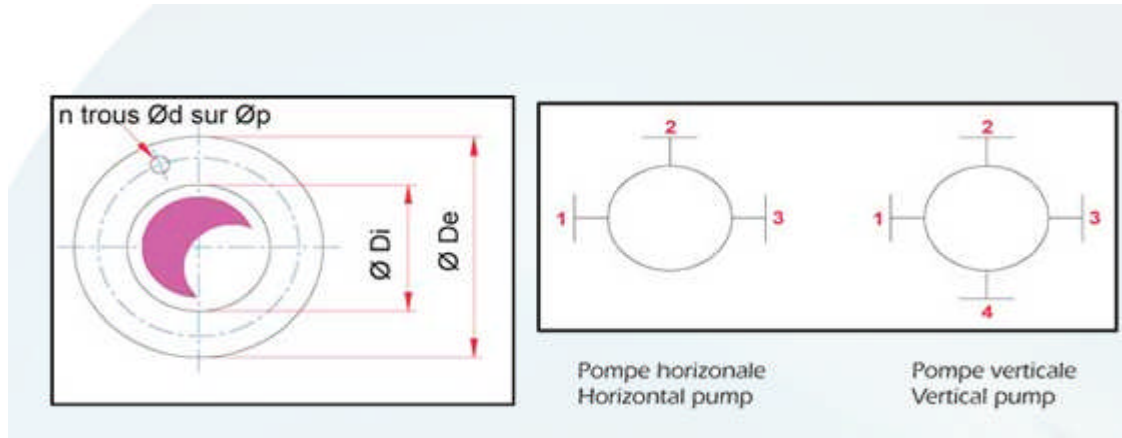


Figure 6-11 : Bride et orientation

Tableau 6.8 : Dimensions et cotes des brides de la pompe:

Reference	Aspiration Suction	PN	n	Ød	ØP	ØDe	Refoulement Delivery	PN	n	Ød	ØP	ØDe
M 6-19	Ø Di 80	10	8	18	160	200	Ø Di 80	40	8	18	145	205
								64	8	22	160	205

6-12. Choix du moteur électrique :

6-12-1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

6-12-2- Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (5.19)$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

6-12-3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (5.20)$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 92 \%$.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau 6.9: Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

Application :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue gourdin et elles sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2960 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 57.8 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

D'après l'étude faite dans ce chapitre, l'élévation de l'eau le long de la conduite de refoulement, nécessite :

- 01 pompe (à 03 étages) +1 pompe de secours ;
- Type de pompe : GOURDIN M6-19
- Diamètre de roue : 138 mm
- Vitesse de rotation de la roue : 2960 (tr/min)
- Accouplées à un moteur caractérisé par :
 - Une fréquence 50HZ
 - Une tension nominale 400V
 - Une vitesse nominale 2950 tr/min

Chapitre -6-
ETUDE DE POMPAGE

- Un nombre de pôles 2

Les pompes sont installées à une côte de 1228.47m NGA

6-13.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone haute de la dachra à partir de la nouvelle station de reprise vers le réservoir 300 m³.

On a déterminé le diamètre économique pour cette adduction et les pompes qui caractérisent cette adduction

A la fin de ce chapitre on a déterminé le point de fonctionnement des pompes ainsi que les principaux caractéristiques de cette dernière.

Chapitre VII:

ORGANISATION DE CHANTIER

7.1. Introduction :

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

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

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées. [7]

7.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain:

7.2.1. Matérialisation

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

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

7.2.2. Nivellement

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

7.2.3. Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

7.2.3.1. Enlèvement de la couche végétale

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

7.2.3.2. Excavation

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

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

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

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

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

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

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

7.2.3.3. *La profondeur de la tranchée*

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (7.1)$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=0.85$ m.(est ce la revient à la nature de terrain de notre tracé)

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

D'où : $H_{tr} = 1 + D$ (m).

7.2.3.4. *Largueur de la tranchée*

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

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad (7.2)$$

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

7.2.3.5. *Section de la tranchée*

$$W = b \cdot H_{tr} \quad (7.3)$$

Avec :

W : Section de la tranchée.

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 7.1: Récapitulatif des différents paramètres de tranchée

Diamètres (mm)	H (m)	B (m)	W (m ²)
40	1,04	0,640	0,666
50	1,05	0,650	0,683
63	1,063	0,663	0,705
90	1,09	0,690	0,752
95	1,095	0,695	0,761
110	1,11	0,710	0,788
125	1,125	0,725	0,816
160	1,16	0,760	0,882
200	1,2	0,800	0,960
250	1,25	0,850	1,063
315	1,315	0,915	1,203

7.3. Pose de la conduite:

L'étude et la pose d'une conduite, restent des facteurs très importants pour une distribution adéquate, une perte qui serait faible dans le décente, afin obtenir un débit presque constant.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter comme montre la figur suivante :

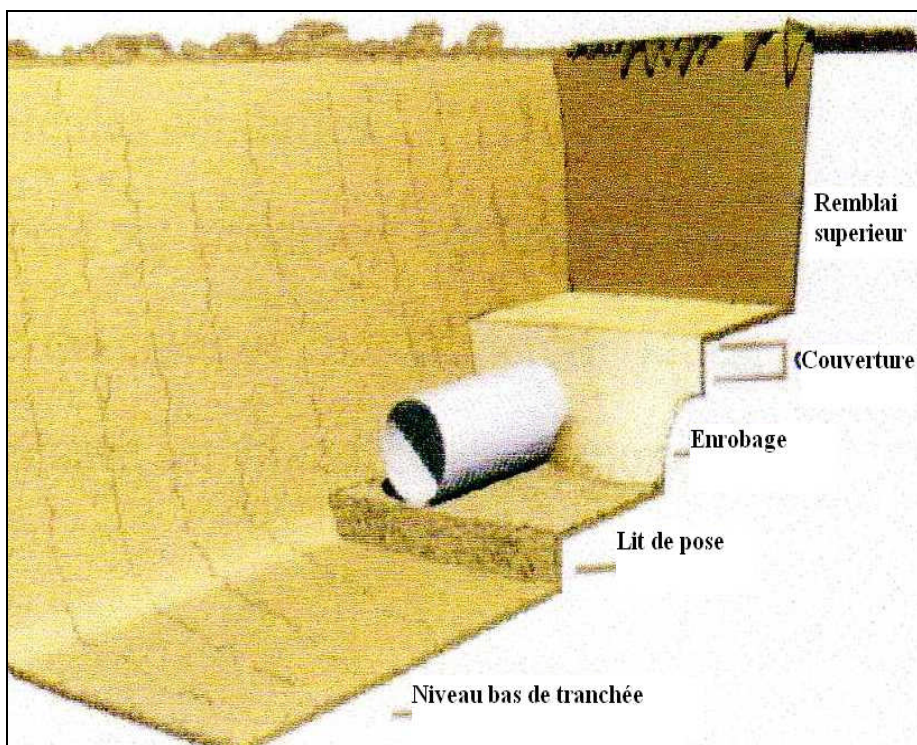


Figure 7.1: La disposition de la conduite et des remblais (Guide DRPA).

7.3.1. Pose en terre

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur assez suffisante. Au droit du joint, on établit des élargissements de la tranchée pour faciliter le travail.

Le fond de la tranchée sera purgé des pierres et convenablement dressé. Ensuite, il sera recouvert d'un lit de pose de 0,1-0,2m d'épaisseur bien pitonné et bien nivelé, ce lit de pose sera constitué :

- Par du gravier, dans les terrains ordinaires.
- Par de la pierre cassée (gravier 3/8), qui jouera le rôle de drain.

Dans les terrains imperméables :

- Béton maigre, dans les parties rocheuses très en pente.

La profondeur de la tranchée doit être sensiblement constante et suffisante à la protection des conduites, d'une part, contre les variations des températures et d'autre part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

7.3.2. Essai sur la canalisation en place

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

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

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

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

La variation de pression devra être supérieure à 0,2 bars.

7.3.3. Remblaiement de la tranchée

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

7.3.4. Calcul des volumes de terrassement

a. Décapage de la couche de terre végétale

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

Le volume de la couche à décapier est :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \quad (7.4)$$

Avec :

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³) ,

L : longueur total des tranchées en (m) ,

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

b : largeur de la couche végétale en (m),
e : épaisseur de la couche en (m), e = 05 cm

b. Volume des déblais

$$V_d = L. b. H. \quad (7.5)$$

Avec :

V_d : Volume de déblais de la tranchée en (m³),

L : Longueur de la tranchée en (m),

b : largeur de la tranchée (m),

c. Aménagement du lit de sable

Le fond de la tranchée est normalement, arasé avec une couche du sable de 15 cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules de diamètres inférieures à 0,1mm, c'est-à-dire bien gradué.

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L. b. e \quad (7.6)$$

Avec :

V_s = volume du sable en (m³)

e : épaisseur du sable, e = 15 cm

d. Volume des remblais

$$V_r = V_d - V_c - V_s \quad (7.7)$$

Avec :

V_d : volume total des déblais ;

V_c : volume total occupé par les conduites ;

V_s : volume total de sable pour le lit de pose la conduite ;

$$V_c = S.L = \frac{\pi D^2}{4}.L \quad (7.8)$$

e. Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_d - V_r \quad (7.9)$$

Avec :

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

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

V_d : Volume des déblais en (m^3),

V_r : Volume des remblais en (m^3).

Tableau 7.2: Récapitulatif des différents volumes

Diamètre (mm)	40	50	63	90	95	110	160	200	250	315
Long(m)	2615,11	1318,34	1623,57	120,24	151,34	221,04	633,75	1452,20	58,16	119,52
Décapage de la couche végétale (m^3)	83,68	42,85	53,82	4,15	5,26	7,85	24,08	58,09	2,47	5,47
V déblais (m^3)	1740,62	899,77	1144,24	90,43	115,17	174,20	558,71	1394,11	61,80	143,81
V conduite (m^3)	3,28	2,59	5,06	0,76	1,07	2,10	12,74	45,60	2,85	9,31
V sable (m^3)	251,05	128,54	161,46	12,44	15,78	23,54	72,25	174,26	7,42	16,40
V remblais (m^3)	1486,28	768,64	977,72	77,22	98,32	148,56	473,73	1174,25	51,53	118,10
V Excédentaire (m^3)	254,34	131,13	166,52	13,21	16,85	25,64	84,98	219,86	10,27	25,71

7.4. Choix de l'excavateur

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement.

L'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) est basé sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.



Figure 7.2 : Pelle mécanique

7.4.1 Pelle équipée en rétro

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

7.4.2. Pelle équipée en butée

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

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

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre travail.

D'après le tableau 7.2, le volume total a excavé est de **4967,34m³**.

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

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 7.3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

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

Comme le volume total est inférieur à **10000 m³**, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **0,35 m³**.

7.4.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad (7.10)$$

Avec : q : capacité du godet 0,35 m³.

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

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

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

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

T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s

On prend : T_c = 20 s

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 33,6 m^3/h$$

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

Donc R_p = 268,8 m³/j.

7.5. La duré d'excavation :

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \quad (7.11)$$

V : volume du sol excavé (m³)

R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

-Application

$$T = \frac{4967,34}{268,8} = 21 \text{ jours}$$

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

-On note que notre terrain contient des tracés rocheux pour cela il est impérativement obligatoire d'utiliser la pelle en brise roche est l'opération d'excavation prend plus de temps alors on estime la durée d'excavation de plus de deux mois



Figure 7.3 : Pelle brise roche

7.6. Elaboration du Planning d'exécution des Travaux :

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Le diagramme de **GANTT** est un outil permettant de planifier le projet et de rendre plus simple le suivi de son avancement.

7.6.1. Méthodologie de construction du diagramme

Le diagramme de **GANTT** est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

La mise en œuvre de technique de planification nécessite que :

- Les tâches soient identifiées.
- Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources
- La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

- On peut aussi suivre les étapes suivantes :

- La collecte des informations.

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

- La décomposition du projet.
- La définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du diagramme.

Afin de mener à bien la réalisation de cet outil, il faut donc procéder comme suit :

- Déterminer et structurer la liste des tâches à réaliser pour mener à bien le projet

Cette identification peut se faire par des techniques différentes. La liste obtenue doit être ensuite structurée (on tente de regrouper les tâches, de les hiérarchiser par lots de travail).

- Estimer les durées et les ressources

Il faut remplir un tableau présentant, pour chaque tâche, la durée de celle-ci et les ressources affectées. L'unité de temps pour exprimer la durée est fonction du type de projet réalisé.

Le diagramme de **GANTT** permet de visualiser facilement, et par n'importe quel personne, le déroulement du projet, ainsi que de prévoir suffisamment à l'avance.

Les actions à penser ou à faire comme la commande de matériel qui prend parfois beaucoup de temps.

On pourra aussi gérer plus facilement les conflits de ressources et les éventuels retard en visualisant l'impact de ceux-ci sur le déroulement du projet. En outre, le diagramme de **GANTT** est un bon outil de communication avec les différents acteurs du projet.

A par cette méthode, il existe d'autre méthode comme celle des réseaux (a nœud ou à flèche), ou celle des tableaux, qui sont des méthodes plus compliqués et non lisible par tout le monde et où on trouve beaucoup de chiffres mais ces méthodes sont plus précise et plus détaillées.

Après avoir pris en considération tous les éléments cités on obtient le planning Fig. 7.3

7.6.2. Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A.** Décapage de la couche de terre végétale.
- B.** Piquetage
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- D.** Aménagement du lit de pose.
- E.** La mise en place des canalisations en tranchée
- F.** Assemblage des tuyaux
- G.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H.** Remblai des tranchées.
- I.** Travaux de finition.

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 7.4 : Détermination du délai de la réalisation:

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	15	35	50	35	50	0
C	70	50	120	50	120	0
D	60	120	180	135	195	15
E	75	120	195	120	195	0
F	75	120	195	120	195	0
G	35	120	155	160	195	40
H	35	195	230	195	230	0
I	35	230	265	230	265	0

Les chemins critiques : A-B-C-E -H-I / A-B-C-F -H-I $\sum TR = 265$ jours.

Avec :

TR: temps de réalisation , MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finition au plus tard

On note que la réalisation du système de pompage est indépendante aux opérations de la réalisation du conduite alors la durée de ce premier est inclus dans la durée totale calculée ci-dessus

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

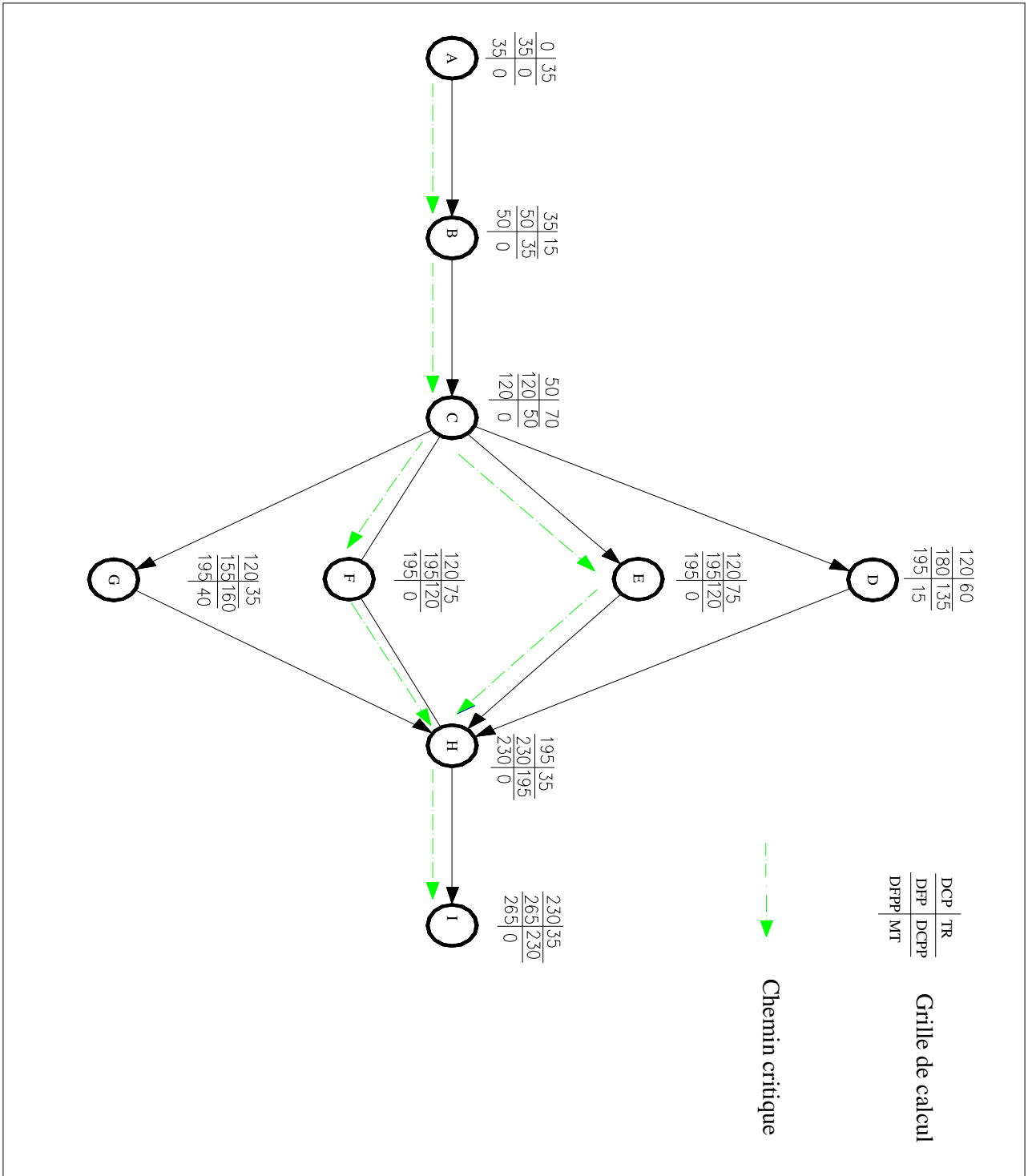
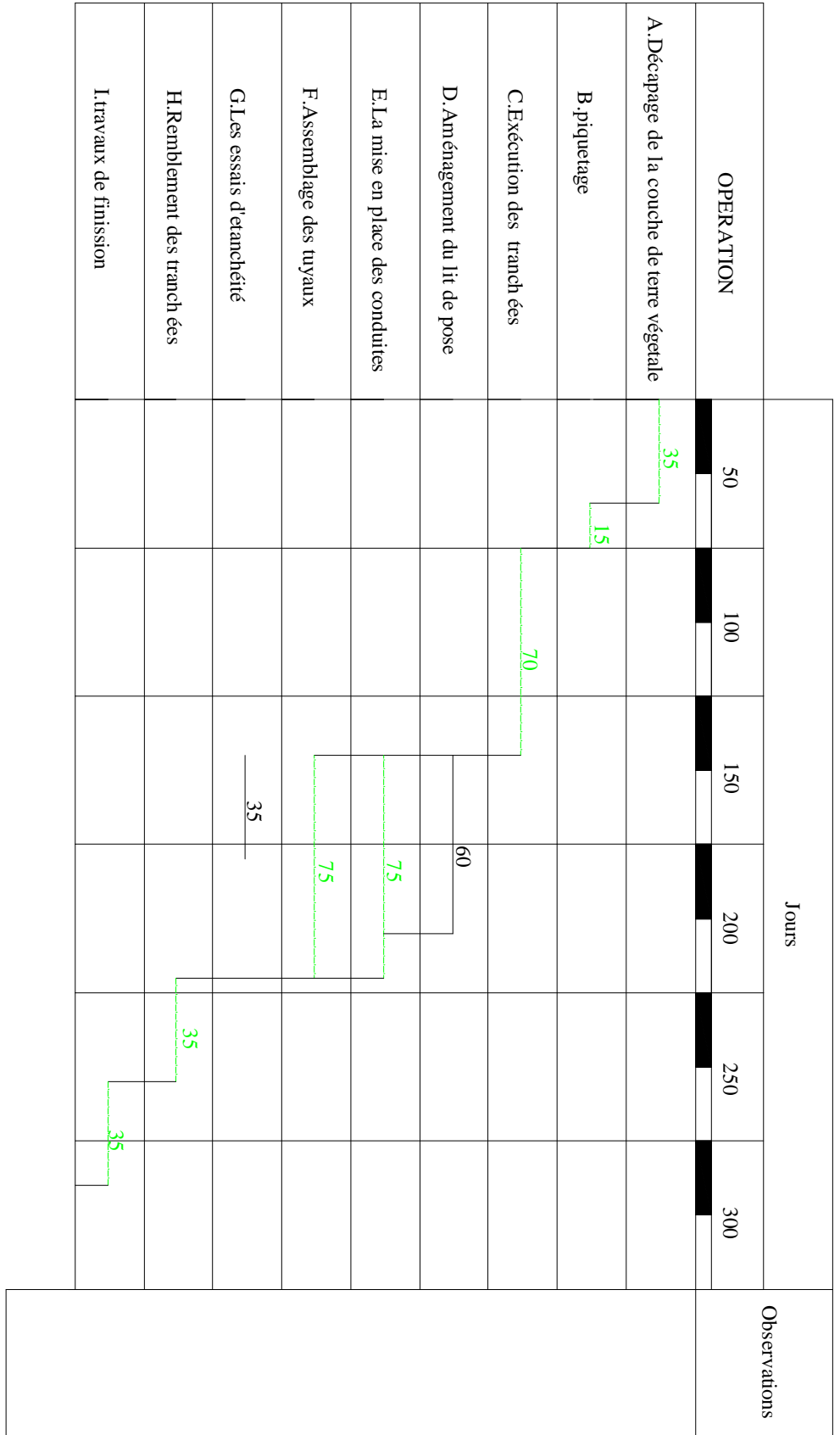


Figure 7.4: Réseau à nœud (conduite gravitaire)

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER



----- Chemin critique

Figure 7.5 : Planning des travaux

7.7. Evaluation du projet (devis estimatif):

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

7.8. Devis estimatif d'établissement de la conduite et équipements des ouvrages en ligne et le système de pompage :

Le devis est arrêté aux Sommes désignées dans les tableaux ci-dessous, le coût totale de la réalisation de projet est de : 30 304 403 ,95 DA HT.

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 7.5: Devis estimatif de l'établissement de la conduite et des ouvrages en ligne

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- terrassement				
Décapage	m3	232	350	81200
Déblais	m3	4968	1000	4968000
Pose de lit du sable	m3	694	2000	1388000
Remblaiement des tranchées	m3	4274	400	1709600
évacuation des déblais excédentaires	m3	735	400	294000
FOURNITURE ET POSE DES CONDUITES				
DE 200 en PEHD PN16	ml	1412	2 100	2965200
DE 315 en PEHD PN10	ml	119,52	3 740	447004,8
DE 250 en PEHD PN10	ml	58,16	2 360	137257,6
DE 200 en PEHD PN10	ml	40,2	1 520	61104
DE 160 en PEHD PN10	ml	633,75	1 000	633750
DE 110 en PEHD PN10	ml	221,04	330	72943,2
DE 95 en PEHD PN10	ml	151,34	260	39348,4
DE 90 en PEHD PN10	ml	120,24	180	21643,2
DE 63 en PEHD PN10	ml	1623,57	120	194828,4
DE 50 en PEHD PN11	ml	1318,34	80	105467,2
DE 40 en PEHD PN12	ml	2615,11	65	169982,15
FOURNITURE ET POSE DE PIÈCES SPÉCIALES				
Coude en PEHD PN10	U	45	600	27000.00
Réducteurs en PEHD PN10	U	18	2 100	37800
Poteau d'incendie en fonte PN16	U	5	42 195	210975
Bouchon obturateur électrosoudable en PEHD PN10	U	4	325	1300
Pièces spéciales regard de ventouse	U	20	50 000	1000000
Pièces spéciales regard de vidange	U	24	75 000	1800000
TRAVAUX DE GENIE CIVIL				
réalisation des regards de brise charge	U	4	200 000	800000
réalisation des regards de vidange	U	24	50 000	1200000
réalisation des regards de ventouse	U	20	50 000	1000000
réalisation des regards de sectionnement	U	5	50 000	250000
TOTAL H.T.V.A				19 616 403,95 DA

Chapitre-7-
ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 7.6 Devis estimatif de la réalisation du système de pompage et ses équipements:

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TERRASSEMENT POUR LA BACHE DE REPRISE ET OUVRAGES ANNEXES				
Décapage	m3	562	350	196700
Déblais	m3	100	1000	100000
évacuation des déblais excédentaires	m3	40	400	16000
TRAVAUX DE GENIE CIVIL				
Béton + armatures	m3	280	30000	8400000
enduit +mortier en ciment	m2	300	300	90000
Fourniture et pose de porte métallique de 2,15x1,2 m	u	1	120000	120000
Fourniture pose de cheminée d'aération DN80 mm	ml	40	800	32000
Clôture de la station de pompage de 2 m de hauteur	ml	45	1500	67500
alimentation en électricité	u	1	650000	650000
PIQUAGE SUR LA CONDUITE DE DEPART DU RESERVOIR 500M3 EXISTANT				
coude 1/4 en fonte PN 16	u	1	7200	7200
Débimètre en Fonte DN300 PN 16	u	1	80000	80000
Robinet vanne en Fonte DN150 PN 16	u	1	11000	11000
Cône de réduction en Fonte DN 300/150 PN 16	u	2	8500	17000
Station de pompage				
Robinet vanne en Fonte DN80 /PN 16	U	2	6400	12800
Té égale à brides en fonte DN 80*3 PN160	U	2	5 300	10600
Groupe électropompe à axe horizontal Q = 14,2 l/s - Hmt = 146 m	U	2	270 000	540000
Coude 1/4 en Fonte à brides DN 80 PN 16	U	6	6000	36000
Clapet anti retour en Fonte DN80 PN 16	U	2	50 000	100000
manchette +bride PN16	U	12	6 200	74400
pose de ligne pilote entre l'armoire à la station de pompage	ml	24	350	8400
Armoire de Commande en acier	U	2	40 000	80000
ARRIVEE AU RESERVOIR EXISTANT DECHRA D'ARRIS 300 m3				
Coude 1/4 en Fonte à brides DN 150 PN 16	U	2	8 200	16400
Robinet flotteur en Fonte DN 150 PN 16	U	1	10 000	10000
Manchette à brides en Fonte DN 150 L=2,5 m PN 16		1	12 000	12000
TOTAL H.T.V.A			10 688 000,00 DA	

7.9. Conclusion

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

En résumé en doit veiller sur les trois paramètres nécessaires qui sont le coût la qualité et le délai.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

A travers cette étude, nous avons présentée en premier lieu un aperçu général sur les ressources d'alimentation ainsi qu'un diagnostic détaillé sur tout le réseau et ses ouvrages annexes (regard, ventouse et vidange) et la station de pompage qui alimente ce dernier ainsi que les réservoirs .

Dans ce cadre nous avons proposé une rénovation de tout le réseau et ces ouvrages en changeant la source d'alimentation de la zone haute de la dachra (projection d'une nouvelle station de pompage) et le tracé de la conduite, le système d'adduction et de refoulement. Le problème qui s'impose lors de la rénovation est la forte pression, et pour bien protéger les réseaux d'installation des abonnées nous avons opté à la construction des brises charges pour diminuer la pression

En dernier lieu nous avons procédé à l'étude détaillée des coups de bélier pour remédier contre ce dernier (protection des conduites par des réservoirs d'air) ; ainsi qu'une élaboration d'un planning des travaux et une estimation de cout de projet soient impérativement nécessaires.

Nous dirons que dans ce travail, nous avons traité les différents points concernant l'étude de rénovation de système d'alimentation en eau potable. Cependant, dans toute l'étude, des trentaines de sorties sur site a été effectuées, ce qui confirme le bon choix des tracés et les bonnes implantations des ouvrages.

Annexes

Annexel:

Tableau 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

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

Annexe2:

Tableau 2 : *Modules d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (MEUNIER)*

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 A 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A 4.10^9	0.33

Annexe3:

Tableau 3 : *Coefficient de poisson pour différents type de sol*

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILE LIMONEUX	0.33

Annexe4:

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

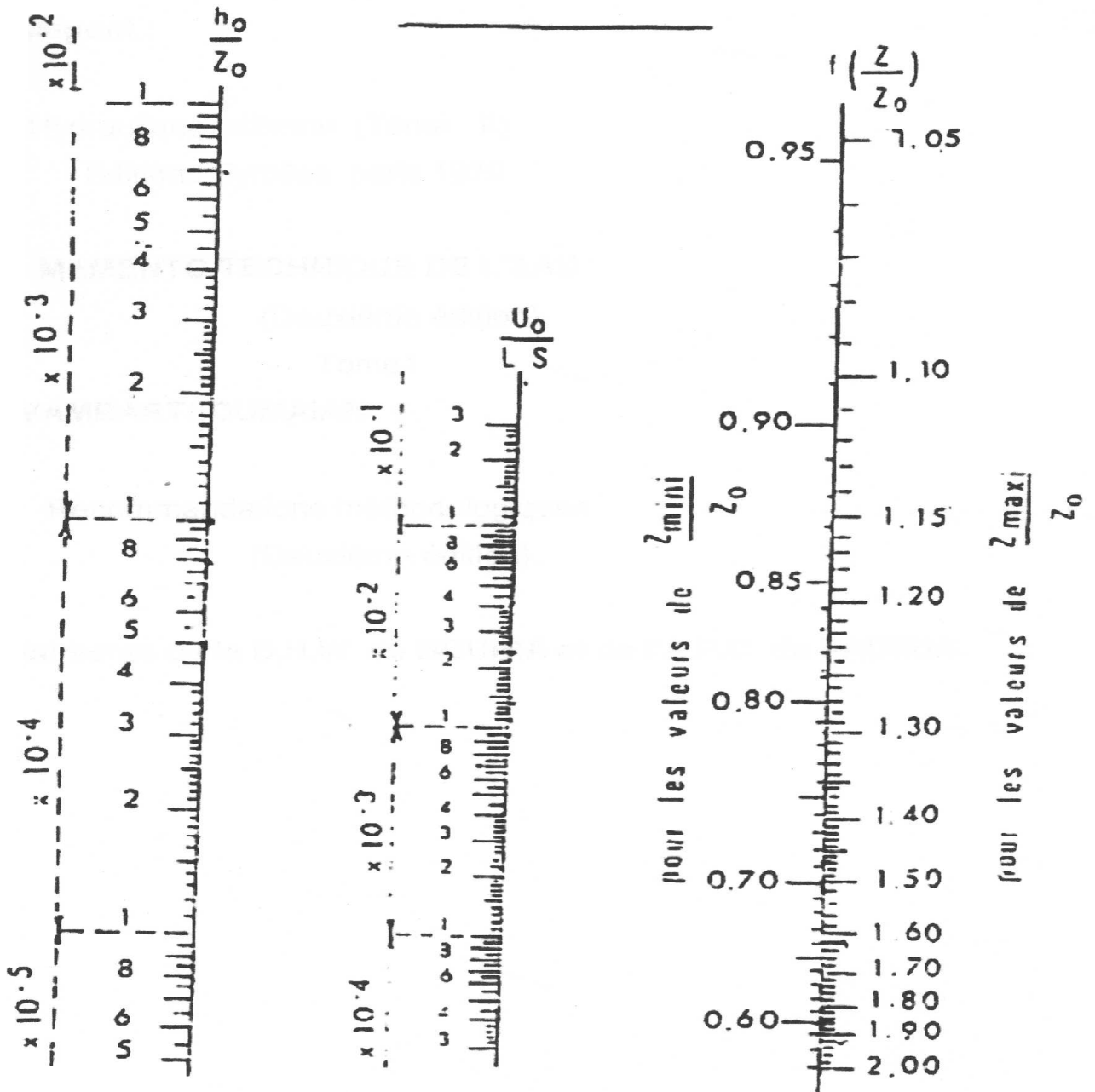


PLANCHE XXVII

Figure 1: Abaque de VIBERT

Annexe 5 :

Tableau 4 : Diagramme des Forages F5:

Etude diagnostique Arris		FICHE 1 : ARRIS - Forage : F5	
PRESENTATION	Arris: Forage:F5		
Secteur	2		
Ville	Arris		
Date de visite	03-nov-08		
Site et type d'ouvrage	Forage : F5 ayant une profondeur de 200m		
Noms des réservoirs d'eau desservis	Le forage refoule dans l'adduction de la station de reprise		
LOCALISATION	Le forage se trouve dans le centre ville dans un site clôturé et gardé		
ALIMENTATION ELECTRIQUE	Observations		
Ligne électrique	30000	Volts	Réseau communal
Nombre de phases	3		
Type	-		
Transformateur	50 KVA		
Protection surintensité	Oui	x	
Compteur	Oui	x	
Circuit de mise à la terre	Oui	x	
GROUPE ELECTROPOMPES			
Nombre de pompes	1 GEPI		
Moteur type			
Marque	PMH ATURIA		
Puissance	11,7 KW		
Vitesse de rotation	2100 tr/mn		
Pompe type			
Marque	PMH ATURIA		
Débit	5,83 l/s		
Vitesse de rotation	2100 tr/mn		
Hauteur de refoulement	121 m		
EQUIPEMENTS ET CONDUITES			
Protection surpression	Non	x	
conduite d'aspiration	100mm		
crépine	100mm		
conduite de refoulement	80mm		
vanne d'aspiration	100mm		
Vanne de refoulement	80mm		
INSTRUMENTATION			
	Existe ?		en service ?
Débitmètre	Oui x	Non	Oui x Non
Manomètre	Ou x	Non	Oui x Non
Niveau	Oui x	Non	Oui x Non
Automatismes			
Le système d'automatisation existe mais fonctionne en mode manuel			
Disponibilité d'un poste de javélation			
GENIE CIVIL et DIVERS			
Génie civil en bon état			

Tableau 5 : Diagramme des Forages F8 :

Etude diagnostique Arris		FICHE 2 : ARRIS - Forage : F8 Boughrara			
PRESENTATION	Arris: Forage:F8 Boughrara				
Secteur	2				
Ville	Arris				
Date de visite	03-nov-08				
Site et type d'ouvrage	Forage : F8 de 153m de profondeur				
Noms des réservoirs d'eau desservis	Le forage refoule vers la station de reprise principale de Arris				
LOCALISATION	Le forage se trouve dans le centre ville dans un site clôturé et gardé				
ALIMENTATION ELECTRIQUE	Observations				
Ligne électrique	30000	Volts	Réseau communal		
Nombre de phases	3				
Type	-				
Transformateur	50		Kva		
Protection surintensité	Oui	x	Non		
Compteur	Oui	x	Non		
Circuit de mise à la terre	Oui	x	Non		
GROUPES ELECTROPOMPES					
Nombre de pompes	1 GEPI				
Moteur type					
Marque	SAER				
Puissance	22 KW				
Vitesse de rotation	2900 Tr/min				
Pompe type					
Marque	SAER				
Débit	17 l/s				
Vitesse de rotation	2900 Tr/mn				
Hauteur de refoulement	140 - 70 m				
EQUIPEMENTS ET CONDUITES					
Protection surpression	Oui		Non	x	
conduite d'aspiration	80 mm				
Crépine	80 mm				
conduite de refoulement	100 mm				
Vanne de refoulement	100 mm				
INSTRUMENTATION					
	Existe ?		en service ?		Type et marque
Débitmètre	Oui	x	Non	Oui x Non	DN 100 mm
Manomètre	Ou	x	Non	Oui x Non	
Niveau	Oui	x	Non	Oui x Non	
Le système d'automatisation existe mais fonctionne en mode manuel					
GENIE CIVIL et DIVERS					
Génie civil en bon état					
ETAT DES INSTALLATIONS ELECTRO-MECANIQUES					
Pompe et armoire électrique en bon état					
TRAVAUX DE REHABILITATION ELECTRO-MECANIQUES RECOMMANDES					
ce forage est également utilisé pour l'irrigation,					
Un entretien des équipements de la station est préconisé					

Tableau 6 : Diagramme des Forages Fz :

Etude diagnostique Arris		FICHE 3 : ARRIS - Forage : FZ	
PRESENTATION	Arris: Forage:Forage Zone industrielle		
Secteur	1		
Ville	Arris		
Date de visite	Renseignements recueillis auprès des services de l'ADE le 04/11/08		
Site et type d'ouvrage	Forage : FZ réalisé en 1981, Sa profondeur est de 200m		
Noms des réservoirs d'eau desservis	le Forage refoule dans la Bâche de 300m ³ de la SR de dachra Hamra		
LOCALISATION	le site clôturé et gardé est situé sur la rive droite de l'oued Labiod		
ALIMENTATION ELECTRIQUE	Observations		
Ligne électrique	30000 Volts		
Nombre de phases	3 -		
Type	Aérien		
Transformateur	100 Kva	Mise en service en 1991,	
Protection surintensité	Oui x	Non	
Compteur	Oui x	Non	
Circuit de mise à la terre	Oui	Non x	Oui pour le transformateur
GROUPES ELECTROPOMPES			
Nombre de pompes	1 GEPI		
Moteur type			
Marque	KSB		
Puissance	75 Kw/h		
Vitesse de rotation	2900 tr/mn		
Phasage	3 phases		
Type de démarrage	Triangle		
Pompe type	GEP Immergée		
Année	juin-89		
Marque	KSB		
Débit	24 l/s		
Vitesse de rotation	2900 tr/mn		
Hauteur de refoulement	200 m		
EQUIPEMENTS ET CONDUITES			
Protection surpression	Oui x	Non	Réservoir à membrane hors service
conduite d'aspiration	100	Mm	
crépine	100	Mm	
conduite de refoulement	200	Mm	
vanne d'aspiration	125	Mm	
Vanne de refoulement	150	Mm	Plus un stabilisateur + ventouse

Tableau 6 : Diagramme des Forages Fz (suite et fin) :

INSTRUMENTATION						
		Existe ?		en service ?		Type et marque
Débitmètre	Oui	x	Non	Oui	x Non	DN 250mm installé 1981
Manomètre	Ou	x	Non	Oui	x Non	
Niveau	Oui	x	Non	Oui	x Non	
Automatismes						
Le système d'automatisation existe mais fonctionne en mode manuel						
La durée de fonctionnement est de 4 heures par jour						
GENIE CIVIL et DIVERS						
Génie civil en bon état						
ETAT DES INSTALLATIONS ELECTRO-MECANIQUES						
Pompe et armoire électrique de type télé-mécanique de 75 Kw de puissance en bon état						

Annexe 6:

Tableau7 : Tube PEHD eau potable (PN16)

PN 16				
Code STPM	DN	Epais. Mini (mm).	Epais. Max. (mm)	Masse Kg/ml
1100402001	20	2.3	2.7	0.132
110040251	25	3.0	3.4	0.210
110040321	32	3.6	4.1	0.326
110040401	40	4.5	5.1	0.507
110040501	50	5.6	6.3	0.785
110040631	63	7.1	8.0	1.253
110040751	75	8.4	9.4	1.762

Source : STPM CHIALI

Tableau 8 : Tube PEHD eau potable (PN16)

PN 16				
Code STPM	DN	Epais. Mini (mm).	Epais. Max. (mm)	Masse Kg/ml
110080901	90	8.2	9.2	2.150
1100812551	110	10.0	11.1	3.190
110081601	125	11.4	12.7	4.130
110082001	160	14.6	16.2	6.750
110082001	200	18.2	20.2	10.600
110082501	250	22.7	25.1	16.400
110083151	315	28.6	31.6	26.000
110084001	400	36.3	40.1	42.000
110085001	500	45.4	50.1	65.500

Source : STPM CHIALI

Fig. 9 : Simulation de la zone haute de la dachra d'Arris cas de pointe (pression, débit)

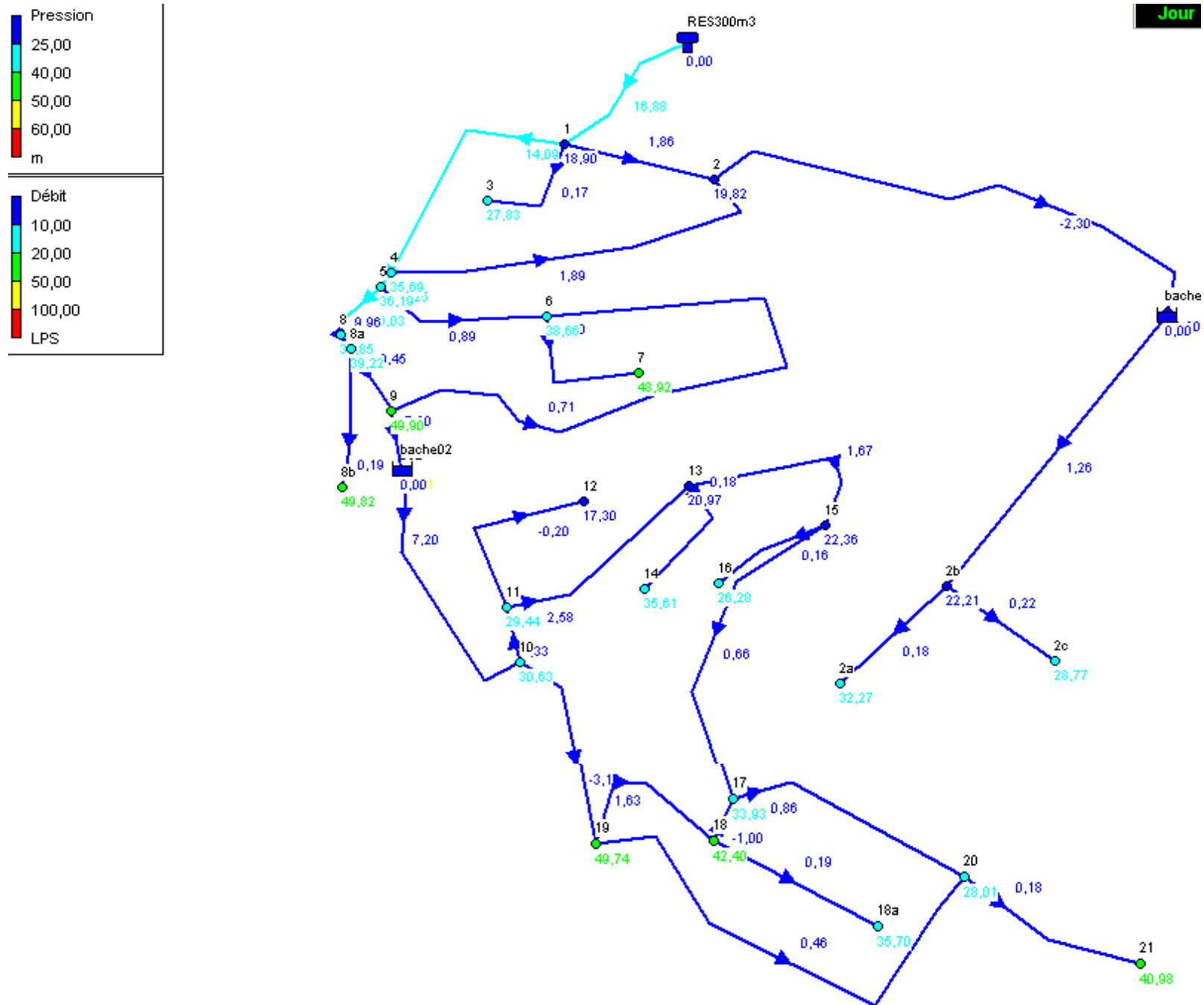


Fig.10: Simulation de la zone haute de la dachra d'Arris cas de pointe (pressions, vitesses)

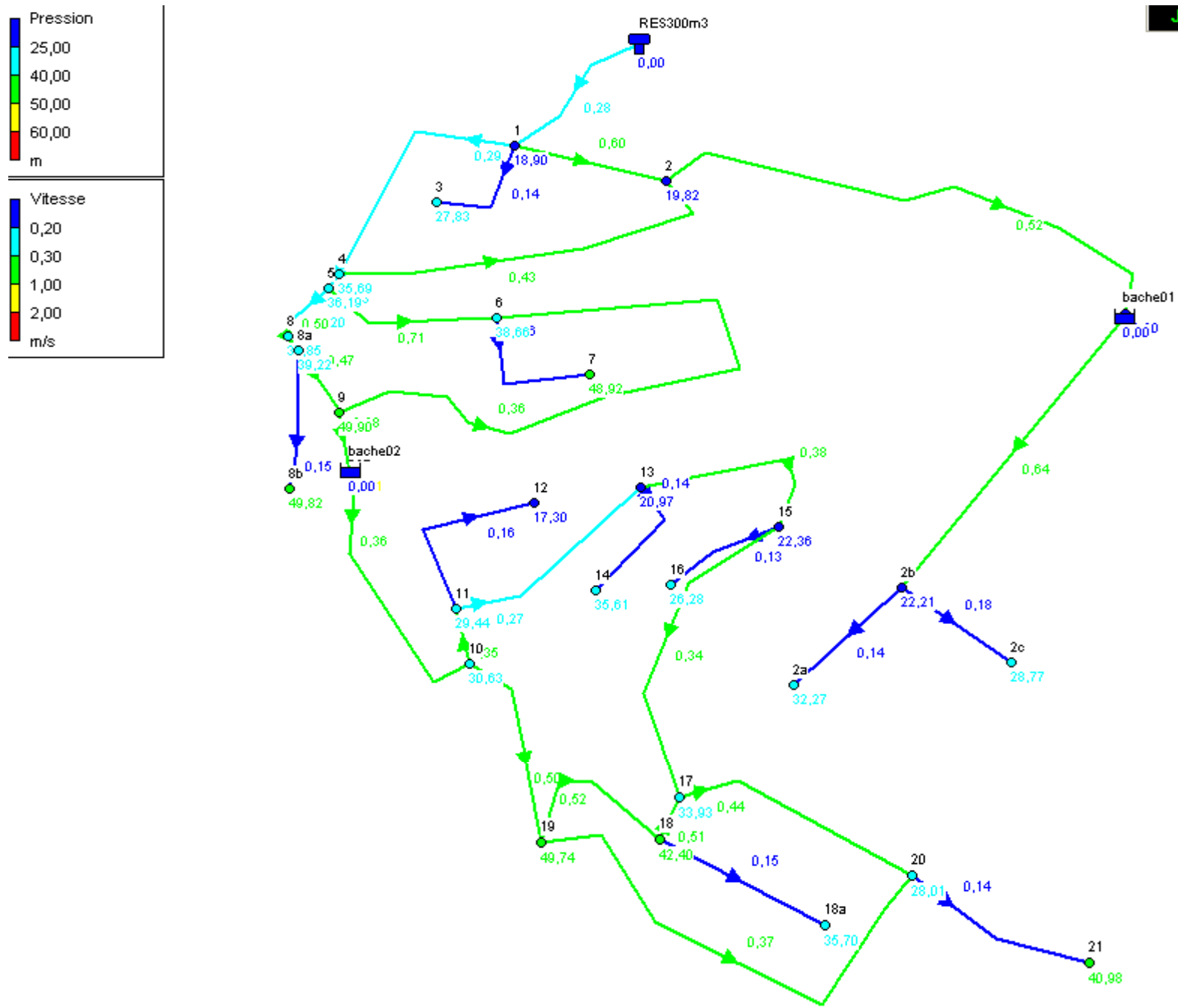
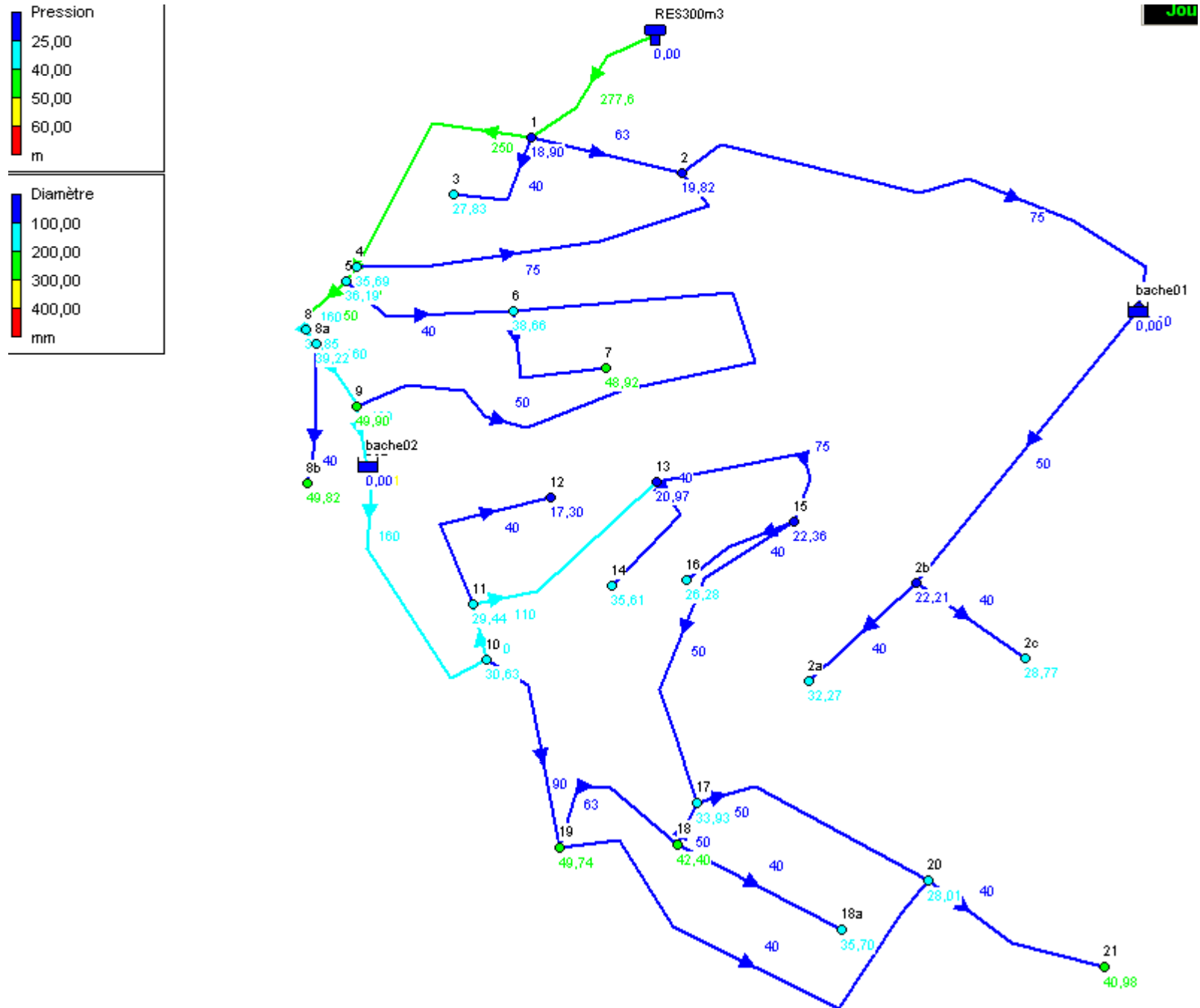


Fig.11: Simulation de la zone haute de la dachra d'Arris cas de pointe (pressions, diamètres)



Annexe 7

Fig. 2 : Simulation de la zone basse de la dachra d'Arris cas de pointe (pressions, vitesses)

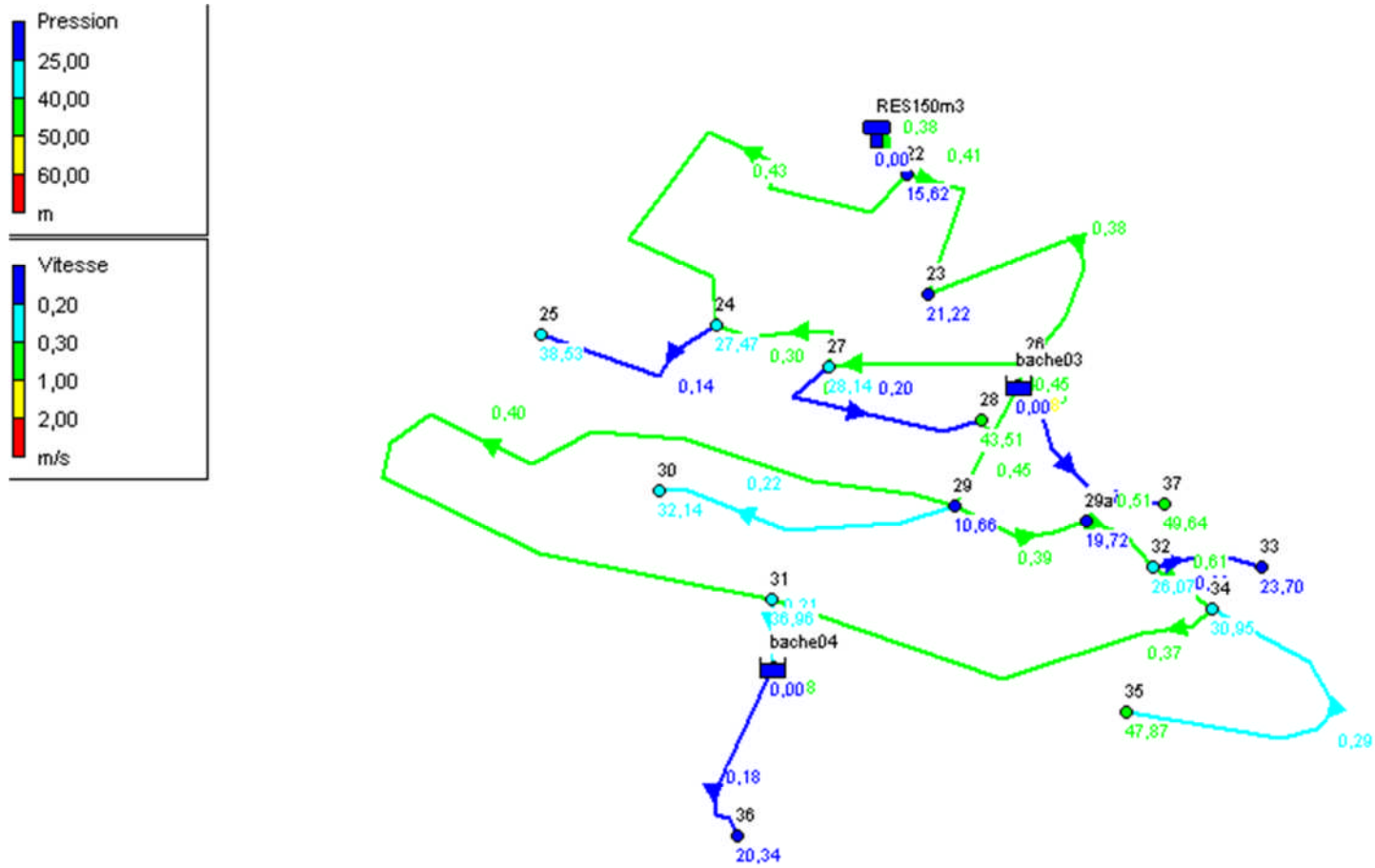


Fig. 3: Simulation de la zone basse de la dachra d'Arris cas de pointe (pression, débit)

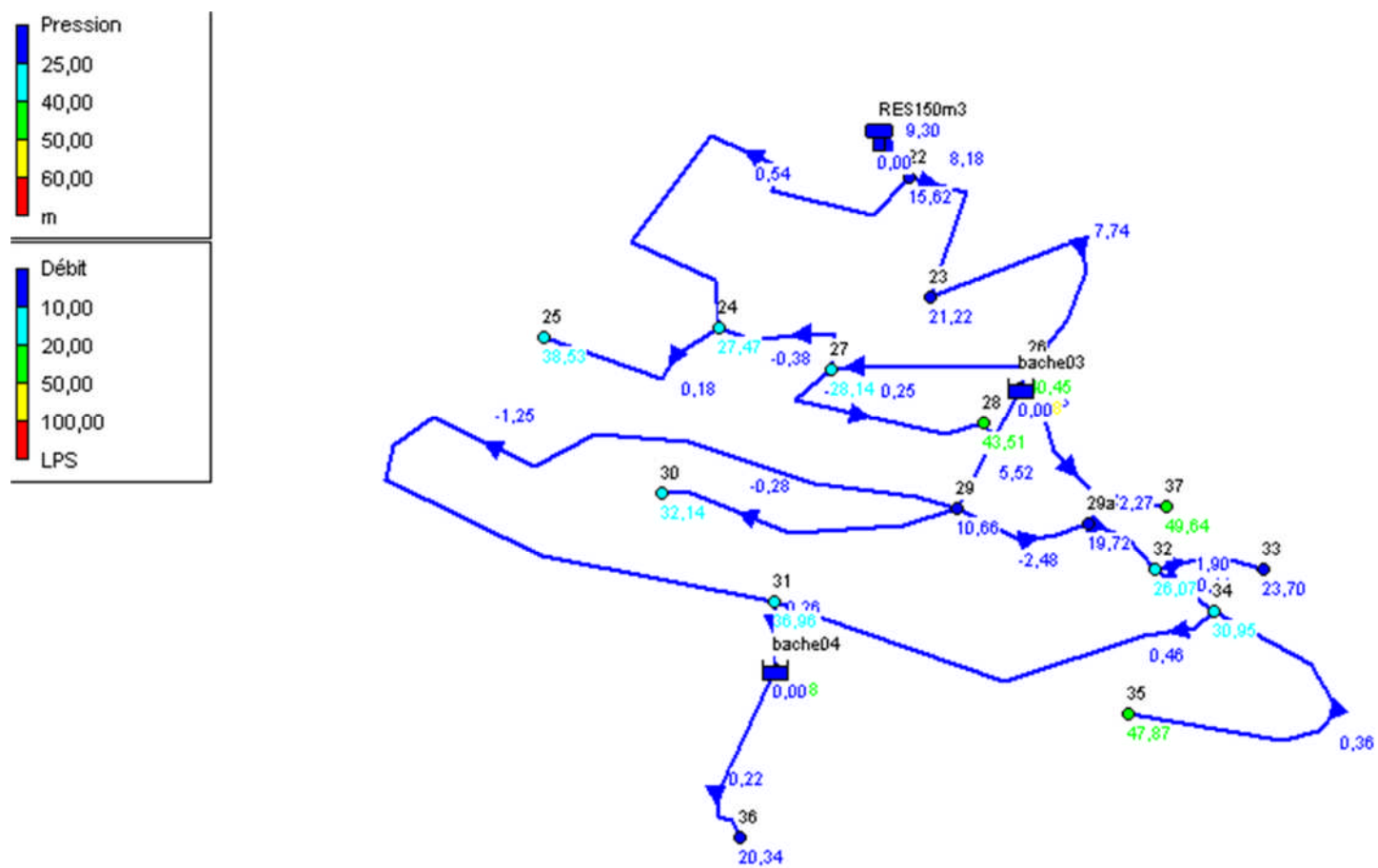


Fig.4 : Simulation de la zone basse de la dachra d'Arris cas de pointe (pression, diamètre)

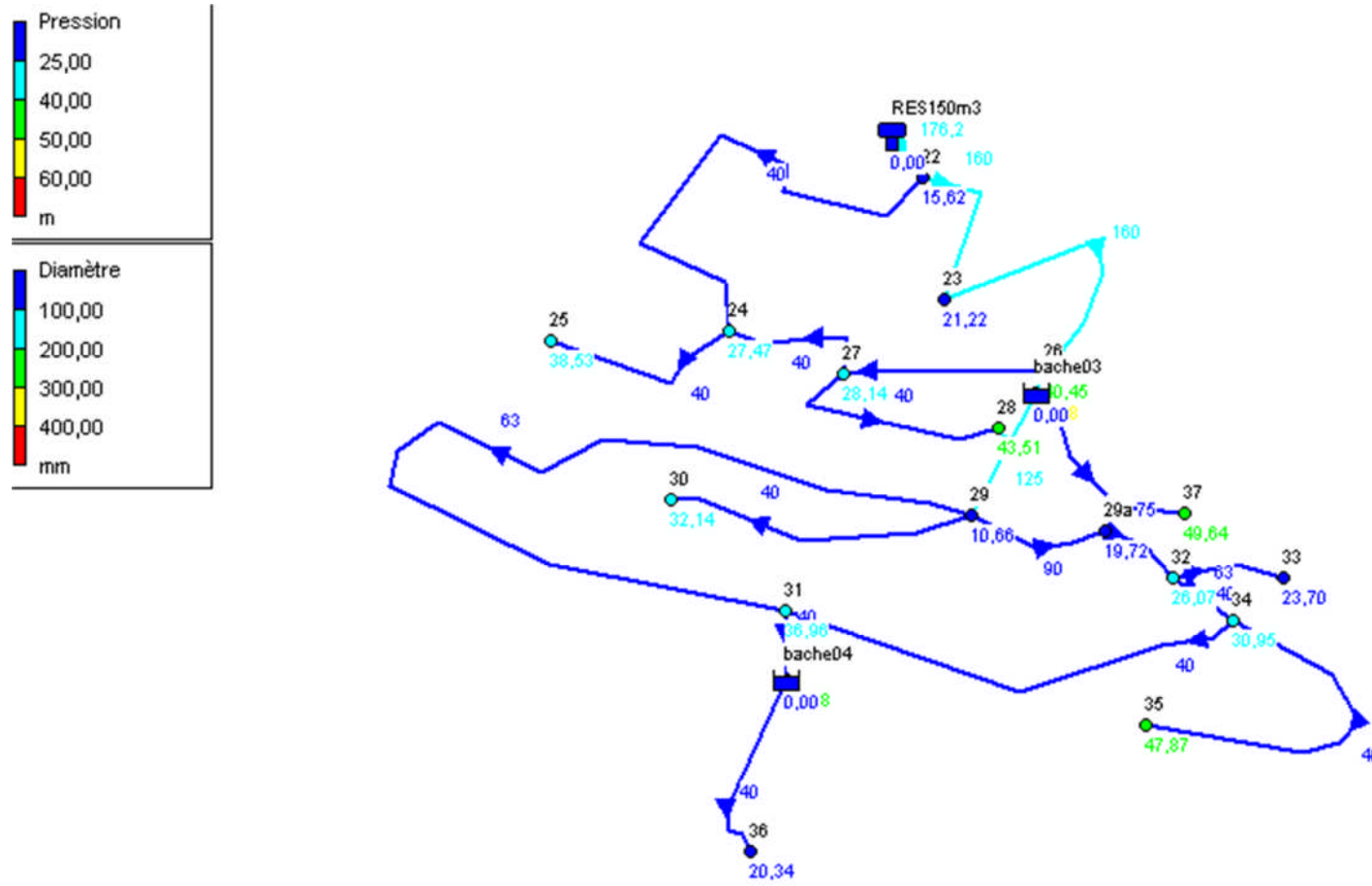


Fig.12: Simulation de la zone haute de la dachra d'Arris cas de pointe +incendie (pression, débit)

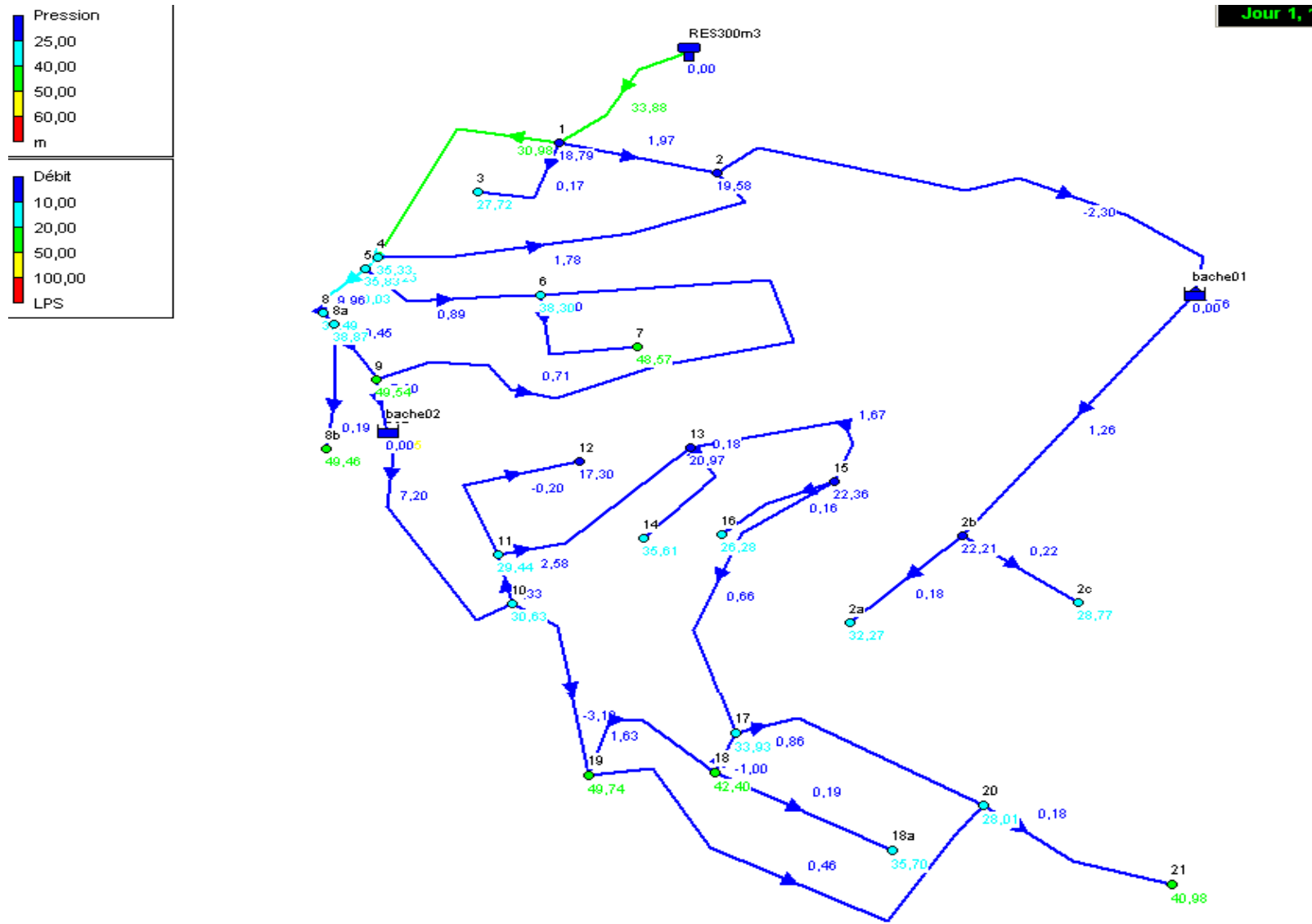


Fig.13: Simulation de la zone haute de la dachra d'Arris cas de pointe +incendie (pression, vitesse)

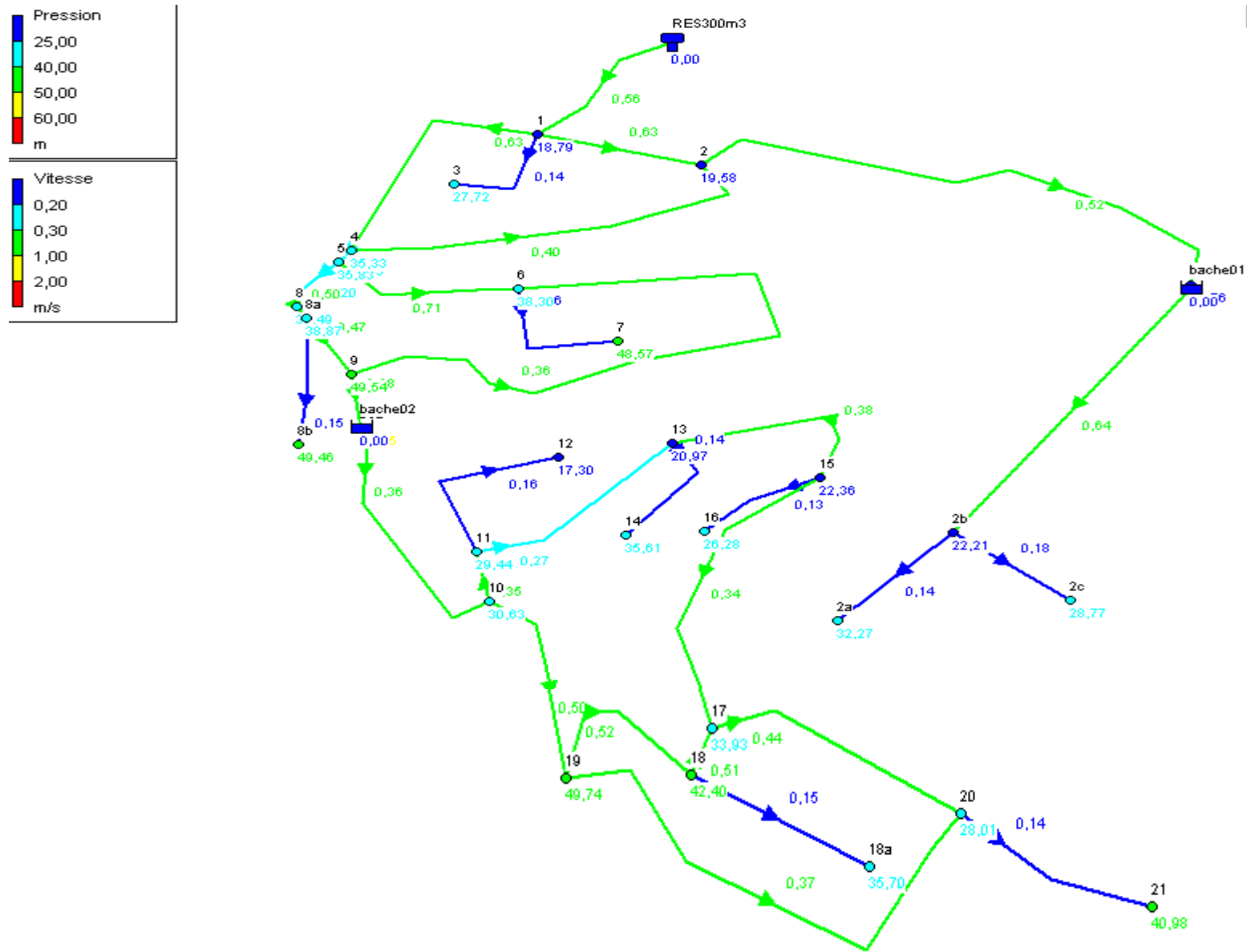


Fig.14: Simulation de la zone haute de la dachra d'Arris cas de pointe +incendie (pression, diamètre)

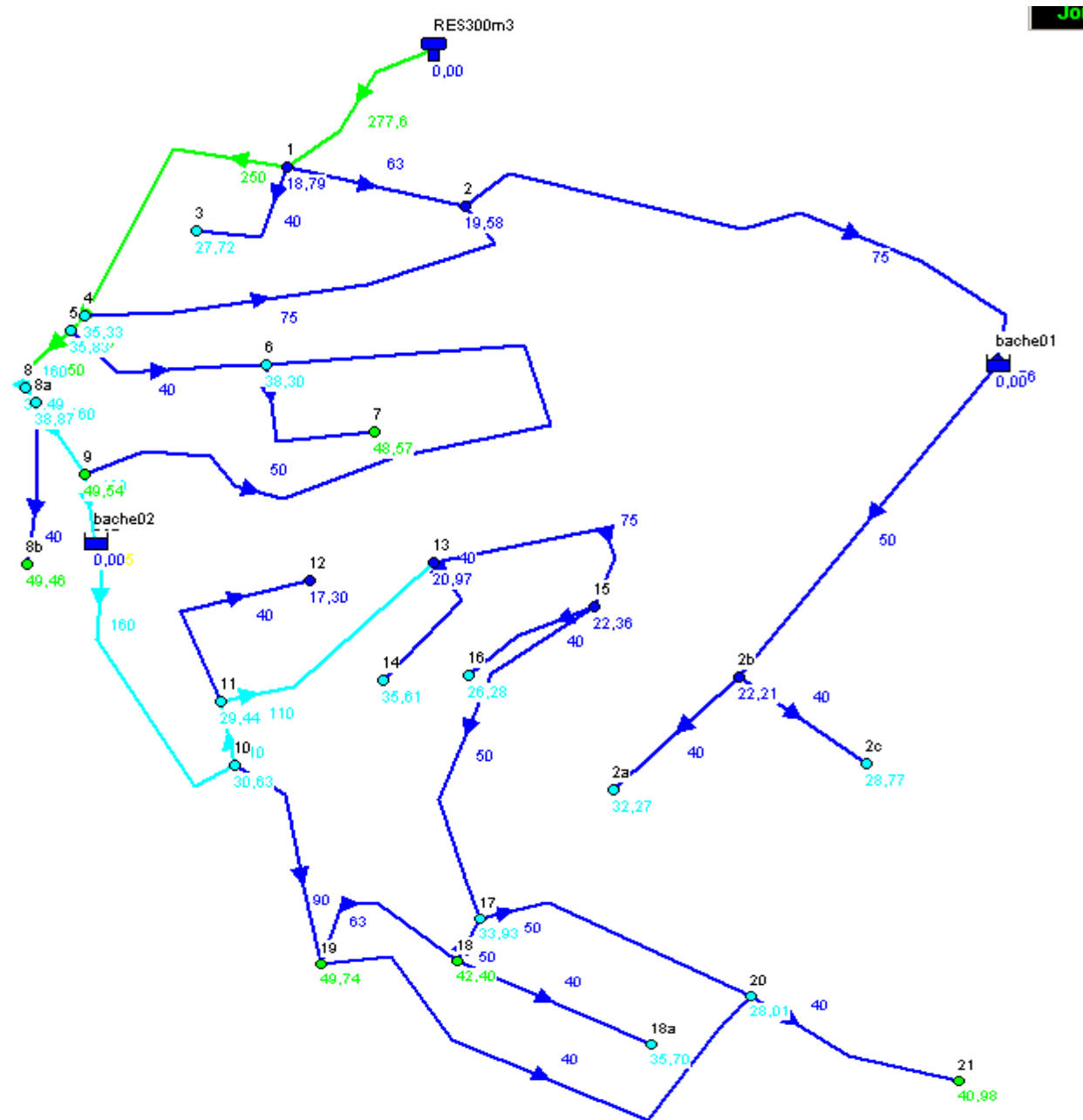
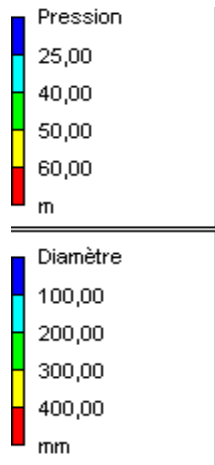


Fig.15: Simulation de la zone haute de la dachra d'Arris cas de pointe +incendie (pressions, longueurs)

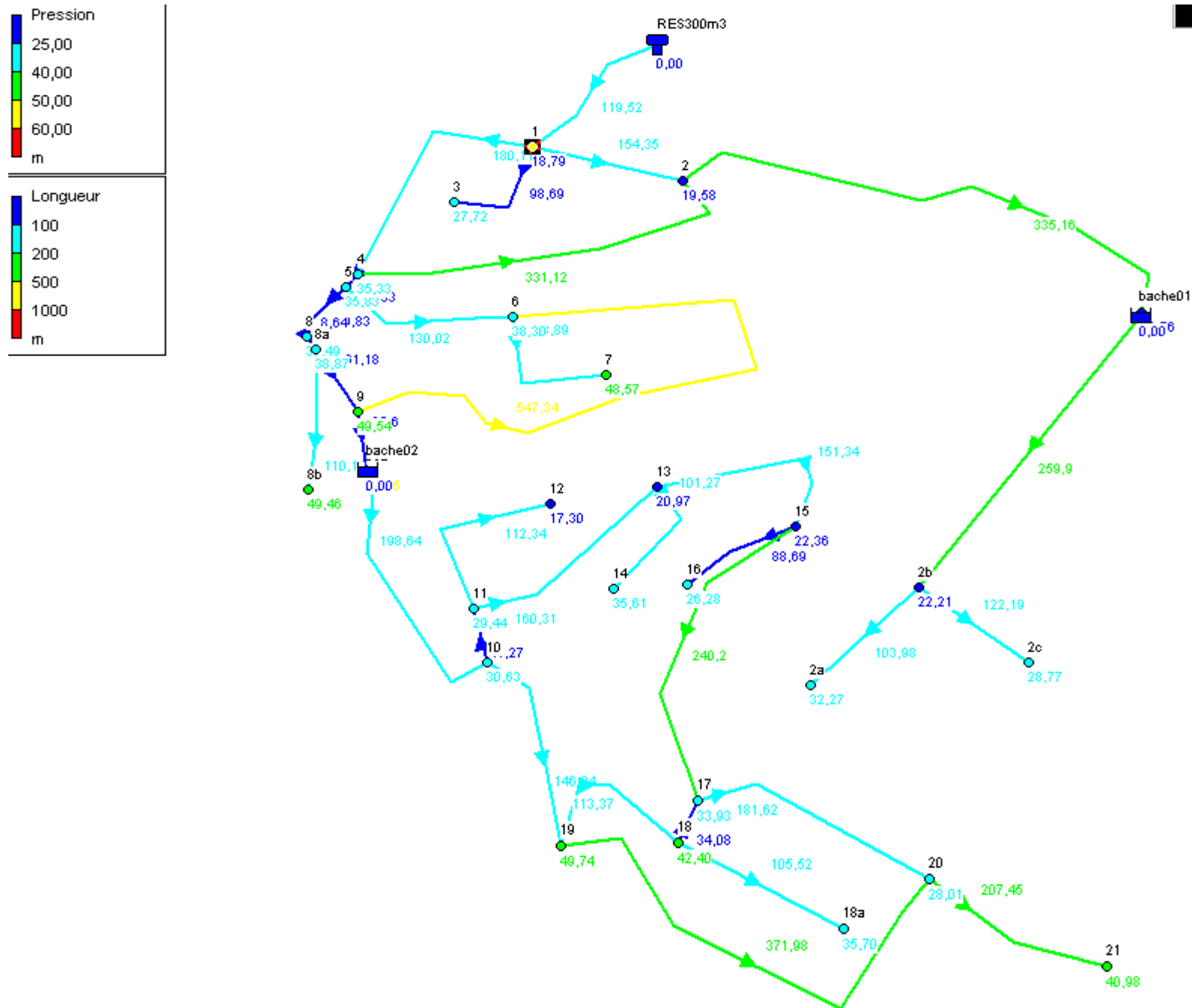


Fig. 5: Simulation de la zone basse de la dachra d'Arris cas de pointe +incendie (pression, débit)

Jour 1, 1

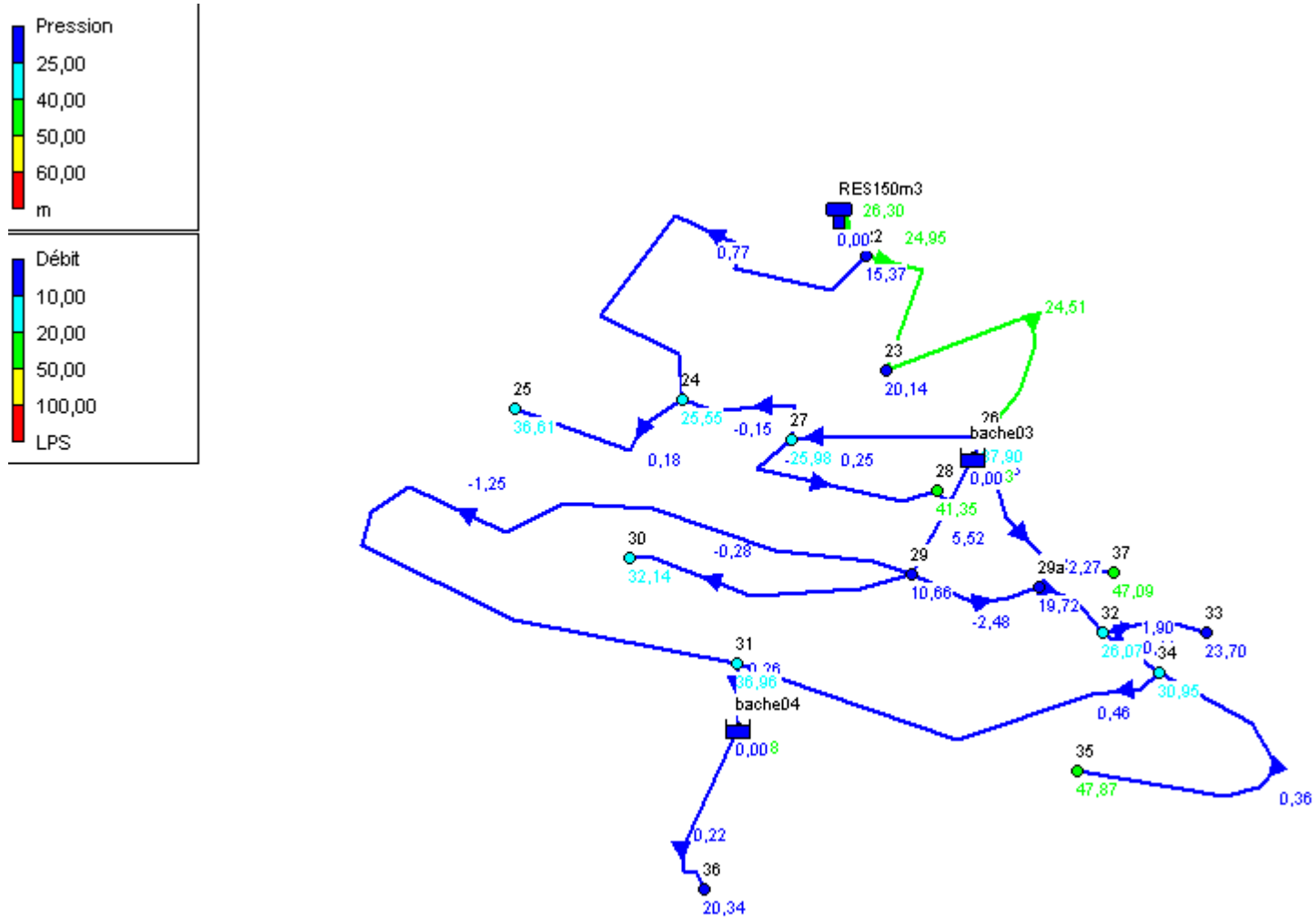


Fig. 6: Simulation de la zone basse de la dachra d'Arris cas de pointe +incendie (pression, vitesse)

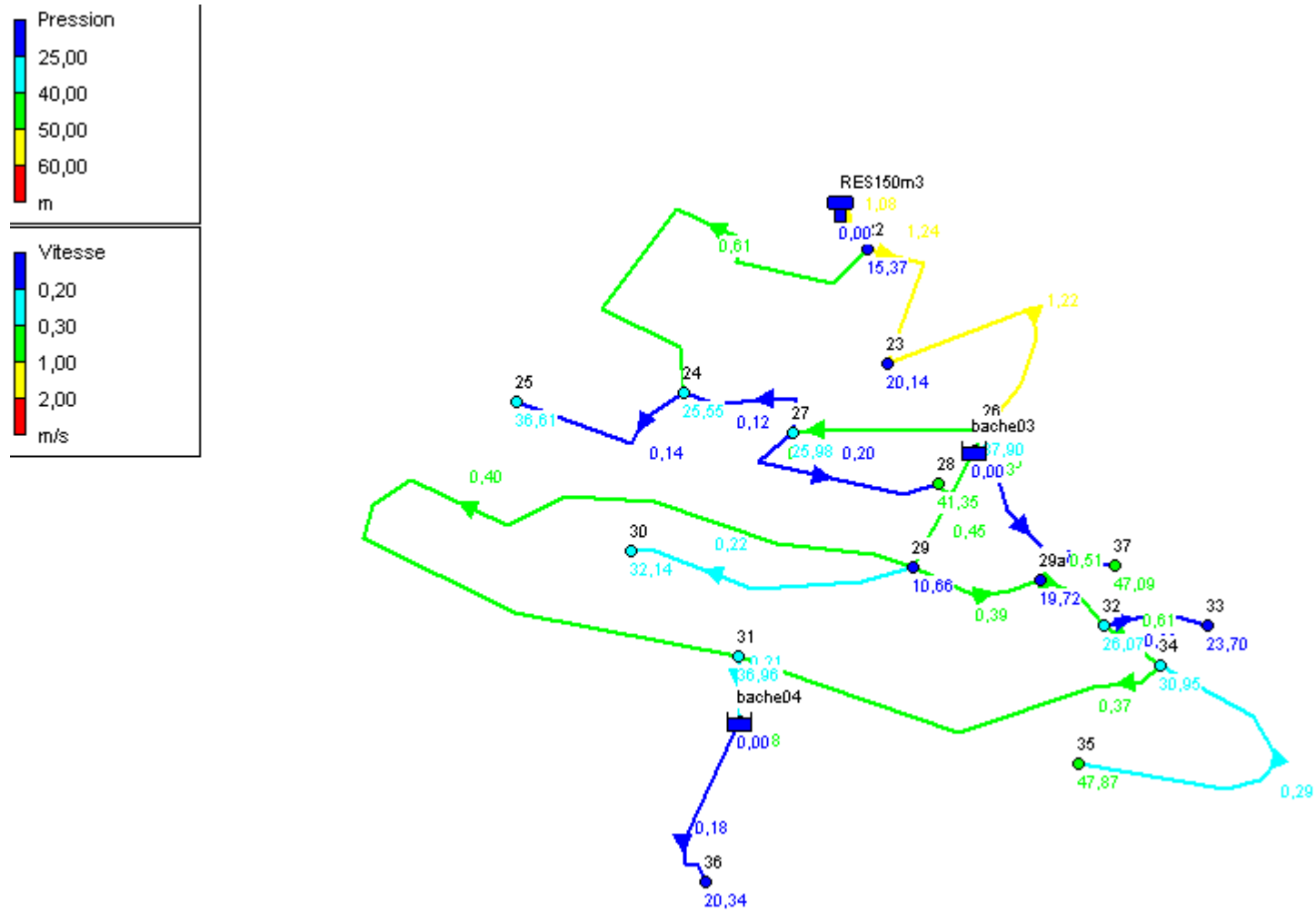


Fig.7: Simulation de la zone basse de la dachra d'Arris cas de pointe +incendie (pression, diamètre)

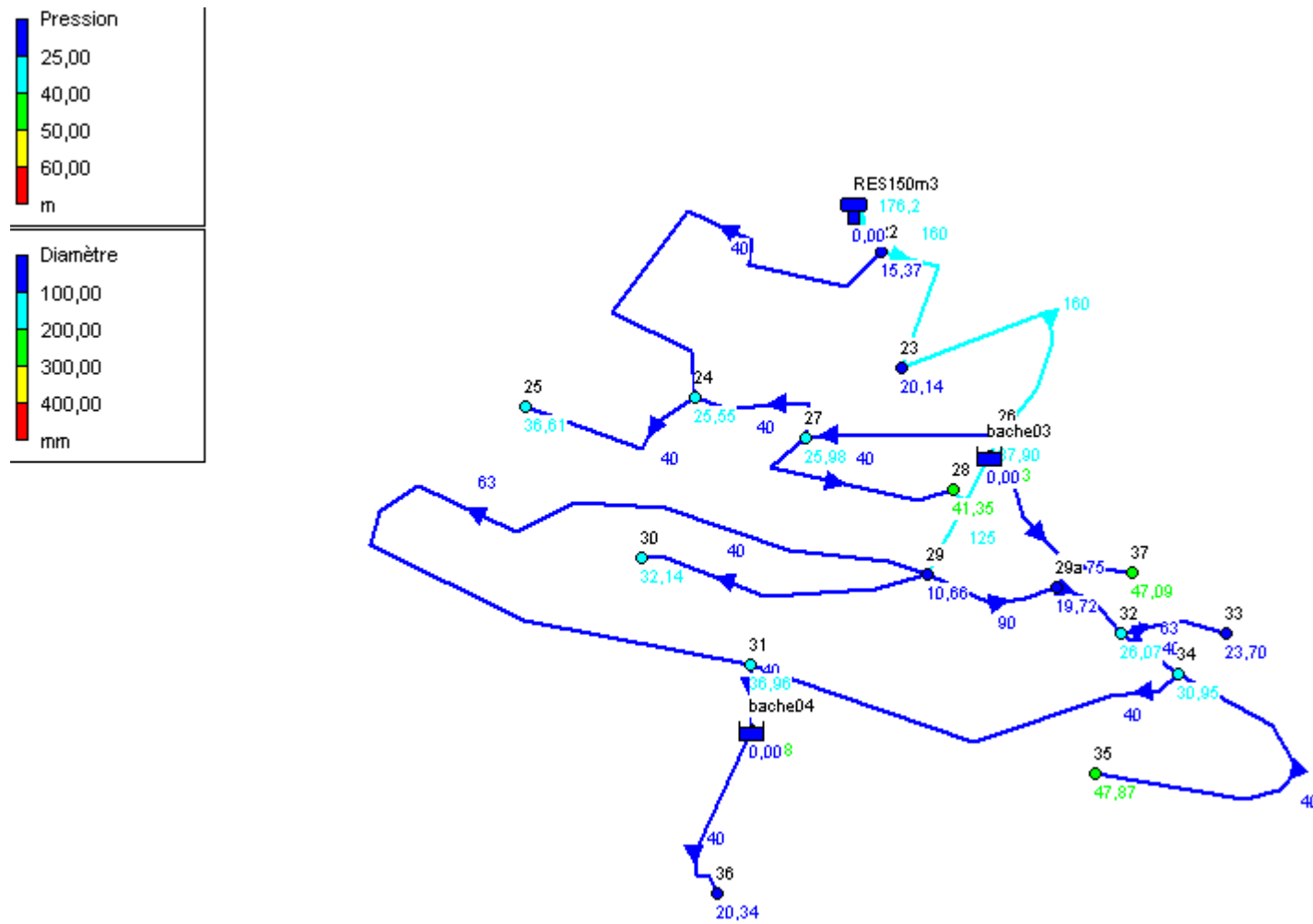
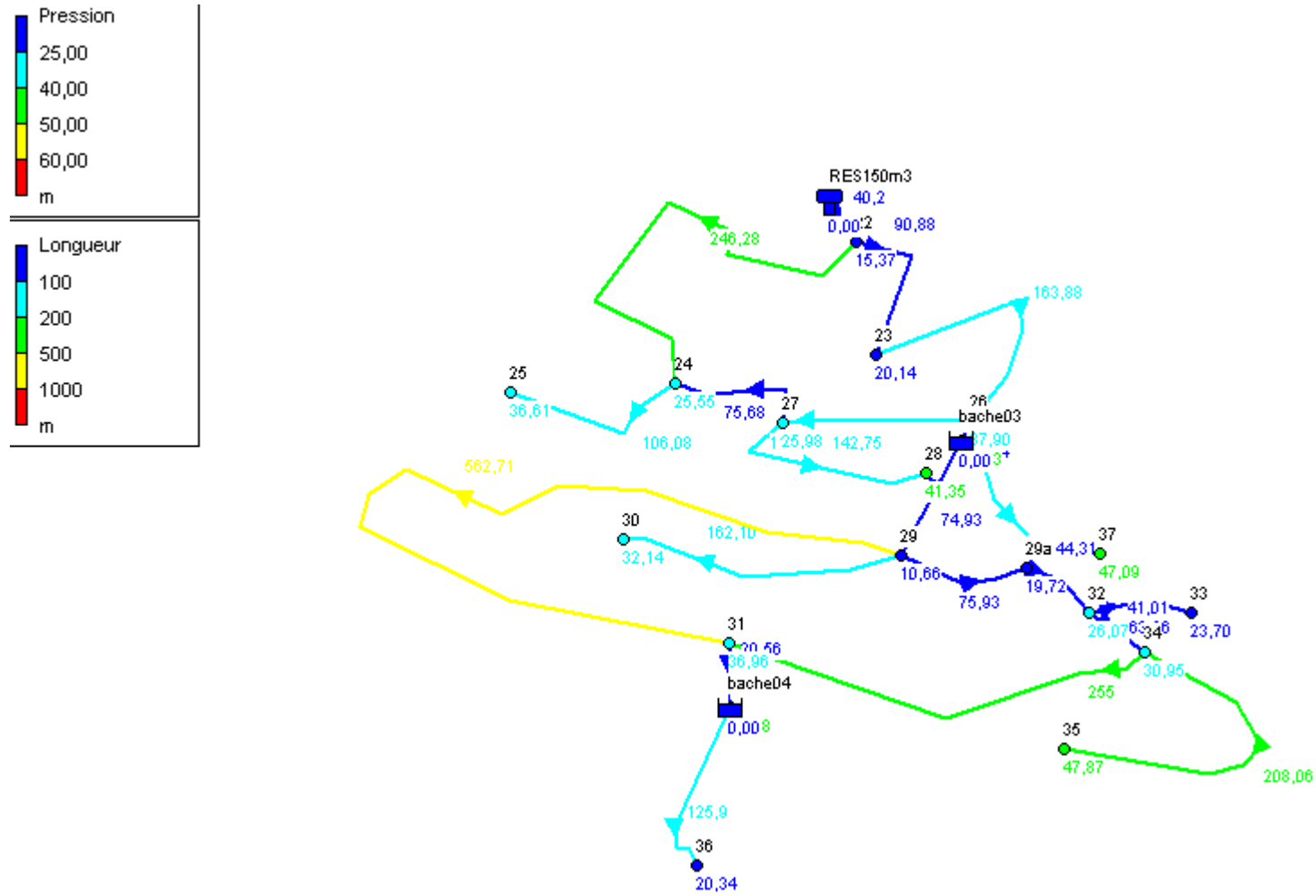


Fig. 8: Simulation de la zone basse de la dachra d'Arris cas de pointe +incendie (pressions, longueurs)



Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

DUPONT.A : Edition Eyrolles Paris 1988Hydraulique urbaine Tome I et II. [4]

IVANOV .E. « Organisation et la Construction d'un système du projet de distribution de l'eau », E .N.S.H, 1985. [7]

SALAH .B « Cours d'Alimentation en Eau Potable »,Cinquième année, p11, 27, 29, 72, 78,78a, 140. [3]

URBACO « P.D.A.U de la commune de ARRIS ». [2]

Site internet

www.wikipedia.org/wiki/Batna.fr[1]

Moteur de recherche http : www.google.com/reservoir anti bélier. [6]

Site web

www.memoireonline.com; 2012. [5]