

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département d'hydraulique
Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

**Etude d'une station de surpression au niveau du
complexe hydraulique de Baraki champs
(commune de Baraki, W. Alger)**

Mohamed BELCKACEMI & Aymen ZEGAAR
Sous la direction de M. Salim. BENZIADA M.A.A
Présenté et soutenu publiquement le (09/07/2020)

Composition du Jury :

Président :	Mme S. BENMAMAR	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Rapporteurs :	Mr. S. BENZIADA	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
Examineurs :	Mr. R. MESSAHLI	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
	Mme. M. CHETIBI	Docteur	Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département d'hydraulique
Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

**Etude d'une station de surpression au niveau du
complexe hydraulique de Baraki champs
(commune de Baraki, W. Alger)**

Mohamed BELCKACEMI & Aymen ZEGAAR
Sous la direction de M. Salim. BENZIADA M.A.A
Présenté et soutenu publiquement le (09/07/2020)

Composition du Jury :

Président :	Mme S. BENMAMAR	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Rapporteurs :	Mr. S. BENZIADA	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
Examineurs :	Mr. R. MESSAHLI	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
	Mme. M. CHETIBI	Docteur	Ecole Nationale Polytechnique

Dédicace

Dédicaces

Je dédie cet humble et modeste travail avec grand amour, sincérité et fierté :

A ma chère mère et à mon cher père,

*Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler
pour que je puisse atteindre mes objectifs.*

A ma chère sœur Chaima

A qui je souhaite une très bonne réussite dans ses études universitaires.

A tous mes sœurs et frères

Je leurs souhaite à tous une vie heureuse et épanouissante.

A toutes mes tantes, oncles et cousin(es)

A tous mes amis(es) sans exception

En un mot, A tout ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

Aymen

Dédicace

Dédicaces

A la mémoire de mes très chers parents qui ont toujours été dans mon esprit et dans mon cœur, je vous dédie aujourd'hui ma réussite. Vos prières et vos bénédictions m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance.

Que Dieu, le miséricordieux, vous accueille dans son éternel paradis.

A mes frères Nacer, Djalloul, Mourad, Djamel, Omar, leur générosité et leur soutien m'obligent à leur témoigner mon profond respect et ma loyale considération.

A mes sœurs Malika, Ratiba et Sihem pour leur appui et leur encouragement.

A mes amis Alaa, Meziane, Sofiane, Oussama, Fouad, Yasser, Mohamed, et le reste sans exception, qu'ils trouvent ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie.

Mohamed

Remerciements

Nous tenons, tout d'abord, à remercier Allah, le tout puissant, qui nous a donné le courage, les connaissances et la patience pour accomplir ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre directeur de thèse, Mr S. BENZIADA, enseignant à l'Ecole Nationale Polytechnique, de nous avoir confié ce sujet et de son aide précieuse, le temps qu'il nous a consacré. Son exigence nous a grandement stimulée, ses conseils et ses orientations ont été très pertinents.

Nous adressons nos vifs remerciements à M^{me} S. BENMAMAR, Professeure de l'Ecole Nationale Polytechnique, pour nous avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance.

Nous remercions Mr. R. MESSAHLI et Dr M. CHETIBI d'avoir toujours été agréable avec nous et d'avoir bien voulu examiner notre projet de fin d'études.

Nos vifs remerciements vont également à tous les enseignants du département hydraulique et le personnel administratif de l'Ecole Nationale Polytechniques.

Nous remercions nos familles de nous avoir élevé, instruit et pour tous leurs sacrifices.

Les mots s'épuisent sans doute, mais vous comprendrez que tout un univers de paroles ne suffira pas pour vous dire MERCI.

ملخص

أدى التوسع الحضري لولاية الجزائر إلى زيادة الطلب على شبكات المياه الحالية. تتم دراسة حالة براقى لتقوية شبكة توزيع المياه لمنطقة بن طلحة من حيث ضغط الخدمة. بعد نمذجة وتشخيص الشبكة الحالية عبر أداة Watrecad يتمثل الحل المقترح في إنشاء واختبار تركيب محطة ضخ على مستوى براقى.

كلمات مفتاحية: شبكة، تصميم، WATERCAD، بن طلحة.

Abstract

Algiers' urban expansion has increased the demand on current water net. The case of Baraki is being studied for the purpose of strengthening water distribution network in Bentalha in terms of service pressure. After modeling and diagnosing the current network using WaterCAD tool, the proposed solution is to build and test the implementation of a pumping station in Baraki.

Keyword : Network , Modelization, Watercad, Ben Talha

Résumé

L'accroissement de l'urbanisation de la wilaya d'Alger, a entraîné une sollicitation accrue des réseaux existant. Le cas de l'étage Baraki est étudié pour le renforcement du réseau du quartier de Bentalha en termes de pression de service. Après modélisation et diagnostique du réseau existant via l'outil Watercad. La solution proposée consiste à établir et tester l'implantation d'une station de pompage au niveau de Baraki.

Mots clés : réseau, modélisation, WATERCAD, Bentalha.

Table des matières

Liste des figures	11
Liste des tableaux	14
Liste des symboles	16
Introduction générale.....	19
Chapitre I : Présentation générale de la zone d'étude	22
Introduction	22
I.1. Situation géographique	22
I.2. Situation climatologique	23
I.2.1. Température	23
I.2.2. La Pluviométrie	23
I.2.3. L'humidité.....	23
I.3. Situation hydraulique	24
I.4. Situation topographique	26
I.5. Situation démographique	26
I.7. Conclusion	27
Chapitre II : Présentation de l'outil WaterCad	29
Introduction	29
II.1. Présentation du logiciel WaterCad	29
II.2. Fonctionnalités.....	29
II.3. Les formats compatibles avec WaterCAD	30
II.4. Les principaux modules du logiciel WaterCAD.....	31
II.5. Composantes physiques du Water CAD	32

Table des matières

II.6. La fenêtre principale du WaterCAD.....	32
II.7. Menu principale Water CAD.....	33
II.7.1 Menu Fichiers	35
II.7.2 Menu édition	36
II.7.3 Menu Analyse	37
II.7.4 Menu Affichage	38
II.7.5 Menu Dessin	39
II.7.6 Menu Outils	39
II.7.7 Menu Rapport	41
Conclusion.....	42
Chapitre III : Diagnostic du réseau actuel de la localité de Bentalha.....	44
Introduction	44
III.1. Généralités sur le diagnostic des réseaux D’AEP	44
III.1.1. La définition d’un diagnostic.....	44
III.1.2. Les différentes formes de diagnostics	45
III.1.2.1. Le diagnostic global (approfondi)	45
III.1.2.2. Le diagnostic express.....	45
III.1.2.3. Le diagnostic fonctionnel.....	45
III.1.3. L’importance d’un diagnostic.....	46
III.1.4. Les étapes de diagnostic du réseau d’alimentation en eau potable.....	46
III.2. Description des installations hydrauliques et du fonctionnement actuel	47
III.2.1. Le réseau existant (situation actuelle)	47
III.3. La modélisation du réseau	52
III.3.1 Reconstruction du réseau	52
III.3.2. Estimation des demandes en eau	55

Table des matières

III.3.2.1. Estimation des demandes en eau.....	55
III.3.2.2. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	56
III.3.2.3 Etude des variations de la consommation.....	57
III.3.3. Préparation et l'introduction du plan topographique.....	60
III.3.3.1. L'introduction des besoins.....	63
III.4. Les résultats de la simulation.....	66
Conclusion.....	82
Chapitre IV : Evaluation des besoins en eau des localités.....	84
Introduction.....	84
IV.1. Estimation de la population.....	84
IV.2. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	85
IV .2.1. Besoins domestiques.....	85
IV.2.1.1. Norme de consommation.....	86
IV.2.2. Besoins public.....	87
IV.2.2.1. Besoins du secteur de l'enseignement.....	87
IV.2.2.2. Besoins de secteur de la santé.....	87
IV .2.2.3 Besoins en eau d'arrosage.....	87
IV.2.2.4 Besoins administratifs.....	88
IV .2.2.4. Besoins en eau des annexes sportifs.....	88
IV.2.2.5. Besoins pour les activités socioculturelles.....	88
IV.2.3 Récapitulation des besoins en eaux.....	89
IV.3. Majoration de la consommation moyenne journalière (Benmamar, 2020).....	89
IV.4. Etude des variations de la consommation.....	90
IV.4.1. Variation annuelle à long terme.....	90
IV.4.2. Variation mensuelle.....	90

Table des matières

IV.4.3. Variation journalière.....	91
IV.4.3.1. La consommation maximum journalière ($Q_{\max.j}$)	91
IV.4.4. Variation horaire.....	92
IV.4.5. Régime de distribution de débit journalier	93
Conclusion.....	94
Chapitre V : Caractéristiques techniques de la station de surpression	96
Introduction	96
V.1. Classification des pompes (<i>Djoukam, 1999</i>)	96
V.2. Choix des pompes	96
V.3. Les courbes caractéristiques d'une pompe	97
V.3.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »	97
V.3.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »	97
V.3.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »	97
V.4. Le point de fonctionnement d'une pompe.....	97
V.4.1. Première variante : Réduction où augmentation du temps de pompage.....	98
V.4.2. Deuxièmes variantes : Régulation par étouffement (Le vannage).....	98
V.4.3. Troisièmes variantes : Rognage de la roue	99
V.4.4. Quatrièmes variantes : variation de la vitesse de rotation	99
V.5. Couplage des pompes	100
V.5.1. Couplage en série.....	100
V.5.2. Couplage en parallèle	101
V.6. Phénomène de la cavitation	101
V.7. La modélisation	102
V.7.1. Méthode du calcul de la perte de charge.....	102
V.7.2. Choix des pompes.....	104

Table des matières

V.7.3. Récapitulation des résultats	111
V.8. Vérification de la cavitation	112
Conclusion.....	113
Chapitre VI : Etude de la protection contre les régimes transitoires.....	115
Introduction	115
VI.1. Théorie du coup de bélier.....	115
VI.1.1. Définition du coup de bélier	115
VI.1.2. Causes du coup de bélier	115
VI.1.3. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	115
VI.2. Calcul du coup de bélier.....	116
VI.3. La valeur numérique du coup de bélier.....	117
VI.4. Calcul du coup de bélier.....	118
VI.5. Le système de régulation.....	118
VI.5.1. Ballon de régulation (La régulation manométrique)	119
VI.5.2. Les équipements accompagnant le ballon de régulation	120
VI.5.3. Dimensionnement du ballon de régulation	120
VI.5.4. Les résultats	121
VI.5.5. Les résultats de la simulation	122
Conclusion générale	129
Références bibliographiques	131
Annex	133

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Image de Bentalha par Google Earth	24
Figure I.2 : Plan de situation de l'étage Baraki	26
Figure I.3 : Système de distribution du l'étage de Baraki	27
Figure I.4 : Plan topographique de la zone	28
Figure I.5 : Les différentes localisations	29

CHAPITRE II

Figure II.1 : Les entrées et sorties du programme	32
Figure II.2 : Les étapes de modélisation d'un projet d'AEP sous WaterCAD	33
Figure II.3 : Composants physiques d'un système de distribution Water CAD	34
Figure II.4 : La fenêtre principale du Water CAD	36
Figure II.5 : Menu fichier	37
Figure II.6 : Menu Edition	38
Figure II.7 : Menu analyse	39
Figure II.8 : Menu Affichage	40
Figure II.9 : Menu dessin	41
Figure II.10 : Menu outils	42
Figure II.11 : Menu rapport	43

CHAPITRE III

Figure III.1 : Plan de situation de l'étage Baraki	50
Figure III.2 : Les réseaux principaux pour l'alimentation en eau potable à Baraki	52
Figure III.3 : Réseau de distribution existant de Bentalha (Baraki)	53
Figure III.4 : La localisation des trois programmes	55
Figure III.5 : Le réseau actuel	56
Figure III.6 : Le levé topographique de la région	63

Liste des figures

Figure III.7 : TRex icône	64
Figure III.8 : Fichier Shp	64
Figure III.9 : Centre de demande de contrôle	65
Figure III.10 : Ajout de demande	65
Figure III.11 : Paramètres	66
Figure III.12 : Réglages de centre de demande de contrôle	67
Figure III.13 : Résumé des calculs	69
Figure III.14 : La fenêtre de navigateur du réseau	70
Figure III.15 : Les zones de sous-pression	71

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Histogramme de l'évolution de la population	87
---	----

CHAPITRE V

Figure V.1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	99
Figure V.2 : Recherche du point de fonctionnement désiré	102
Figure V.3 : Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en série	102
Figure V.4 : Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en parallèle	103
Figure V.5 : Méthode du calcul de perte de la charge	105
Figure V.6 : Réseau de Bentalha	106
Figure V.7 : Elévation du plan d'aspiration	107
Figure V.8 : Elévation du point le plus élevée	107
Figure V.9 : La somme des pertes de charge	112
Figure V.10 : Les courbes caractéristiques de la pompe	114

CHAPITRE IV

Figure VI.1 : Ballon de régulation	121
Figure VI.2 : Equipements de ballon de régulation	122
Figure VI.3 : volume du ballon de régulation	122

Liste des figures

Figure VI.4 : Fourchette de régulation	123
Figure VI.5 : Condition pour colorer les nœuds	128
Figure VI.6 : les nœuds à suppression	129

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I-1 : Variation de la température mensuelle moyenne en °C (période 2008-2019) ..	25
Tableau I-2 : Précipitation mensuelle moyenne (période 2008-2019)	25
Tableau I-3 : Humidité mensuelle moyenne en % période (2008-2019)	26
Tableau I-4 : La situation démographique dans la localité de Bentalha	29

CHAPITRE III

Tableau III-1 : Evaluation de la population de Baraki pour différents horizons	58
Tableau III-2 : Résumé de la consommation moyenne journalière	58
Tableau III-3 : Les besoins maximaux journalière	59
Tableau III-4 : Variation de β_{max} en fonction de nombre d'habitants	60
Tableau III-5 : La consommation horaire maximal	60
Tableau III-6 : Régime de distribution de débit journalier Baraki ville	61
Tableau III-7 : La distribution des besoins selon chaque localité	67
Tableau III-8 : Les débits fournis et demandés	68
Tableau III-9 : les caractéristiques des nœuds	72

CHAPITRE IV

Tableau IV-1 : Evaluation de la population dans la localité de Bentalha pour différents horizons	87
Tableau IV-2 : Normes de la consommation	88
Tableau IV-3 : Résumé de la consommation moyenne journalière des différents horizons	88
Tableau IV-4 : Détermination des besoins en eau du secteur de l'enseignement	89
Tableau IV-5 : Les besoins sanitaires	89
Tableau IV-6 : Les besoins d'arrosage	89
Tableau IV-7 : Les besoins administratifs	90
Tableau IV-8 : Les besoins des annexes sportifs	90

Liste des tableaux

Tableau IV-9 : Les besoins socio-culturels	90
Tableau IV-10 : Récapitulation des besoins en eaux	91
Tableau IV-11 : Evaluation du débit journalier majoré pour divers horizons	92
Tableau IV-12 : Récapitulatif des besoins maximaux journaliers pour divers horizons	93
Tableau IV-13 : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	94
Tableau IV-14 : La consommation horaire pour divers horizons	94
Tableau IV-15 : La consommation journalière pour divers horizons	95

CHAPITRE V

Tableau V-1 : Les pertes de charge	108
--	-----

CHAPITRE VI

Tableau VI-1 : Les valeurs de E	119
Tableau VI-2 : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier	120
Tableau VI-3 : La pression dans les nœuds	123

Liste des symboles

a : La célérité de l'onde en (m/s)

B : Valeur du coup de bélier en (m)

C : Coefficient de William-Hazen

D : Le diamètre intérieur de la conduite en (m)

e : L'épaisseur de la conduite en (m)

H_S : La valeur maximale de la pression-surpression

H_d : La valeur maximale de la pression- dépression

H_0 : Pression absolue de la conduite

H_g : La hauteur géométrique

ΔH : Perte de charge en (m)

H' : la distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même

p_h : perte de charge engendrée par vannage en (m)

J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m)

J_r : Perte de charge au refoulement

$K_{max.j}$: Le coefficient d'irrégularité journalière maximale

K_S : Coefficient de MS dépendant de la rugosité interne donnée par des tables en fonction de la nature du tuyau

L : Longueur de la conduite en (m)

m : coefficient de rognage

q : Dotation moyenne journalière en (l/jour/hab)

r : Le pourcentage de rognage

T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

V : vitesse d'écoulement (m/s)

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s)

α : Taux d'accroissement

Liste des symboles

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

Introduction Générale



Introduction générale

Une bonne formation d'ingénieur doit toujours être finalisée par un stage de fin d'étude qui a pour but la concrétisation des acquis pédagogique dispensé lors de tout le cursus. Ce stage de plus de deux mois et auquel nous n'avons pas pu assister au sein de l'entreprise de l'Eau et de l'assainissement d'Alger (SEAAL) à cause du corona virus, représente une première expérience professionnelle de référence pour un futur ingénieur.

Issue de l'initiative des pouvoirs publics, relayée les apports et exclusifs de l'ADE (Algérienne Des Eaux) et de l'ONA (Office National d'Assainissement), la création de la filiale SEAAL, qui a eu lieu le premier mars 2006, en la forme d'une société par action, sans conteste, un évènement majeur pour l'Assainissement, la production et la distribution de l'eau dans la wilaya d'Alger et indirectement pour toute l'Algérie. En effet, depuis avril 2006, le produit d'un partenariat entre ADE/ONA et Suez environnement est opérationnel. Ce produit-instrument, en l'occurrence SEAAL, bénéficie d'une contribution significative du trésor algérien d'un budget d'exploitation et d'investissement de l'ordre de 60 milliards de dinars. Il bénéficie également d'une capitalisation projetée en faveur des l'ONA et de l'ADE mise à disposition, d'un transfert de savoir-faire de suez Environnement. C'est-à-dire que SEAAL-SPA est déjà inscrite dans un processus « d'urgence » qui a réuni avec succès la première expérience de la gestion déléguée des services public de l'eau et de l'assainissement en Algérie.

Parmi les buts pour lesquels la SEAAL a été créée, est d'assurer un bon service d'alimentation en eau potable (**le H24**). Dès le début de sa mission, SEAAL a été confrontée à plusieurs problèmes qui se posent en plusieurs points : Une démographie galopante, une urbanisation mal contrôlée, un réseau vétuste, qui fuie et en partie mal connu, une gestion administrative laborieuse et une consommation incontrôlée.

Le travail qui nous a été proposé porte sur l'étude d'une station de surpression au niveau du complexe hydraulique de Baraki champs (commune de Baraki, Wilaya d'Alger). Il s'agit de procéder à la modélisation du réseau de distribution de l'étage du Baraki champ afin de simuler le comportement du réseau sous pression. Pour ce faire, le déroulé de notre travail s'articule en :

Un premier chapitre, dans lequel est nécessaire de faire une analyse du site à alimenter pour connaître la mode de consommation de la population et ainsi bien estimer la quantité d'eau à pomper. Un chapitre II, où une présentation du logiciel WaterCad est faite. Un chapitre III, où la problématique et les points de dépression par une brève présentation du réseau sur WATER-CAD sont donnés. Un chapitre IV, qui traite de l'évaluation des besoins de l'agglomération

actuelle et l'agglomération future. Un chapitre V, qui présente les caractéristiques de la station de surpression projetée. Et enfin, un dernier chapitre traitera de la modélisation du ballon de régulation et l'étude de la protection de réseau contre le régime transitoire.

Chapitre I :
Présentation générale de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation générale de la zone d'étude

Introduction

L'objectif du travail est d'alimenter la région de Bentalha en eau potable. Pour ce faire un état des lieux monographique est important, pour projeter les améliorations techniques à prévoir dans cette zone d'étude.

I.1. Situation géographique

Bentalha est située à environ 14 km au Sud-Est d'Alger et à 35 km au Nord-Est de Blida. Cette zone est limitée (Figure I.1) :

- Au Nord par : Bourouba, EL Harrach ;
- Au Sud par : la 2ème Rocade d'Alger ;
- À l'Ouest par : oued El Harrach ;
- À l'Est par : les Eucalyptus.



Figure I.1 : Image de Bentalha par Google Earth

I.2. Situation climatologique

Le climat est un facteur important pour bien estimer la quantité de consommation en eau potable.

En effet, Baraki de par sa situation géographique du Nord de l'Algérie, a un climat méditerranéen qui est caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude et une saison humide, pluvieuse et relativement froide. La température dépasse rarement 40°C et ne descend jamais au-dessous de 0°C avec une moyenne annuelle de 18°C.

I.2.1. Température

La variation de la température moyenne mensuelle de la station hydrométrique Dar-El-Beida est résumée dans le tableau I-1.

Tableau I-1 : Variation de la température mensuelle moyenne en °C (période 2008-2019)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
T _{min}	7,30	7,70	9,20	10,90	13,60	17,00	20,20	21,00	19,20	15,10	10,80	8,30
T _{max}	14,20	15,40	17,00	19,30	22,30	26,00	28,90	30,00	27,00	22,80	18,20	15,10
T _{moy}	10,70	11,50	13,10	15,10	17,90	21,00	24,50	26,00	23,10	18,90	14,50	11,70

Source : station hydrométrique Alger Dar-El-Beida (l'ONM)

I.2.2. La Pluviométrie

La commune de Baraki reçoit des précipitations surtout en hiver, et relativement moins en été, la différence de précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de l'ordre de 123 mm.

Tableau I-2 : précipitation mensuelle moyenne (période 2008-2019)

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Dec.
Précip. (mm)	102	77	74	49	48	18	3	5	36	37	116	126

Source : station hydrométrique Alger Dar-El-Beida (l'ONM)

I.2.3. L'humidité

L'humidité dans notre zone est relativement moyenne (Tableau I-3).

Tableau I-3 : Humidité mensuelle moyenne en % période (2008-2019)

Mois	Jan	Fé	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidité	79	81	77	76	77	71	70	70	72	75	78	80

I.3. Situation hydraulique

L'étage Baraki, est mis en charge par un château d'eau de capacité 1500 m³, CTP = 52 mNGA, et C_R = 47,8 mNGA.

Celui-ci est alimenté par une station de pompage localisée sur le même site et constituée de trois groupes électropompes identiques aux caractéristiques suivantes : Q = 490 m³/h ; HMT = 35 m CE.

Cette station est alimentée par un réservoir au sol de 3 000 m³ (C_{TP} = 26,2 mNGA, C_R = 21,4 mNGA) situé à proximité.

**Figure I.2** : Plan de situation de l'étage Baraki

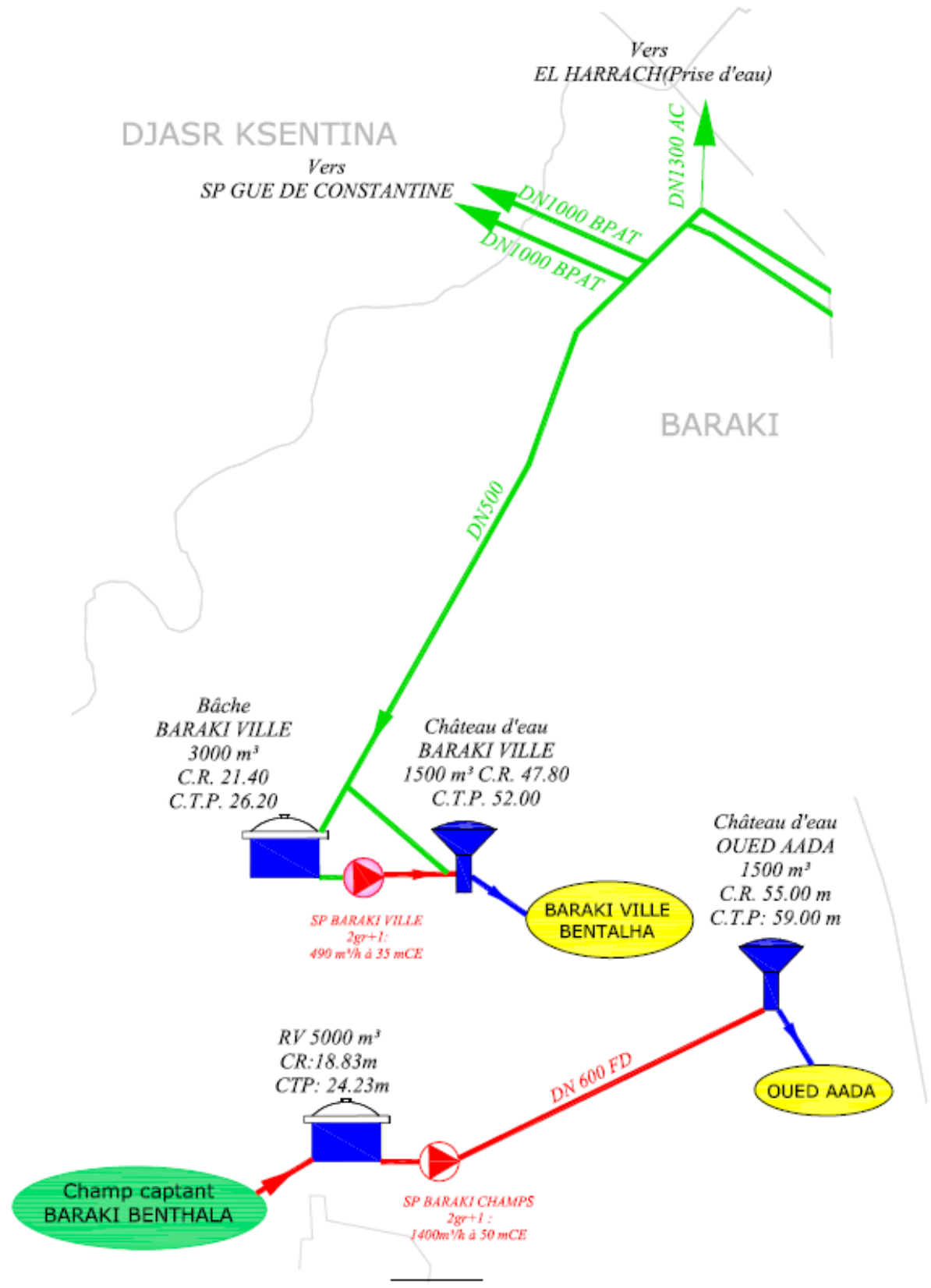


Figure I.3 : Système de distribution de l'étage de Baraki

I.4. Situation topographique

L'étude topographique en différents points de la zone d'étude est important pour choisir l'emplacement des ouvrages hydrauliques, pour définir les hauteurs manométriques totales (HMT), pour assurer une pression, et donc pour caractériser les pompes de notre station

En se référant au modèle numérique topographique (Figure I.4), nous remarquons que l'attitude de certaines zones voisines est supérieure à celle de la station de surpression.

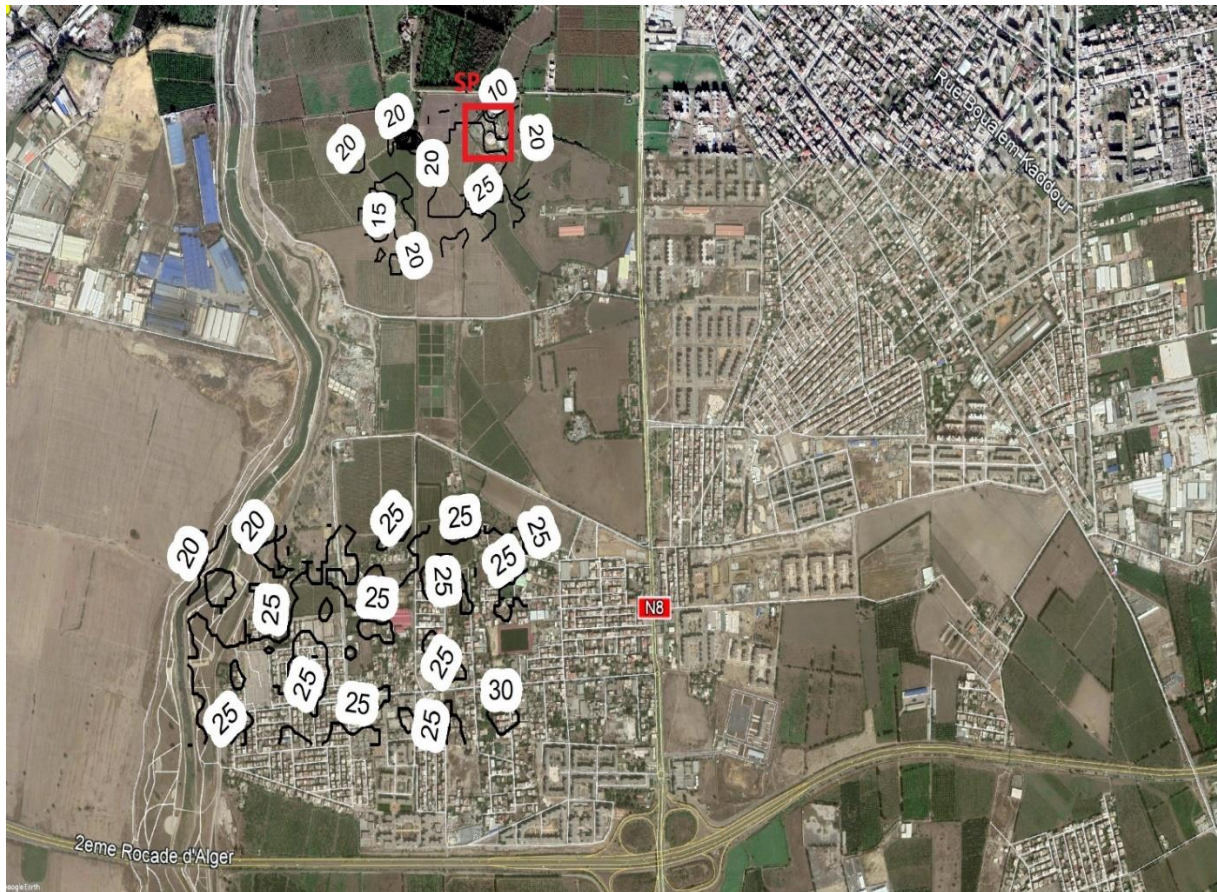


Figure I.4 : Plan topographique de la zone

I.5. Situation démographique

L'agglomération qui doit être alimentée se compose comme suit :

1. Programme de logements : Haouch Mihoub I (4350 logts) et Haouch Mihoub II (2500 logts),
2. Programme de logements de Bentalha (2068 logt).
3. La localité de Bentalha dispose d'un taux d'accroissement 1,9% pour (2008/2009) et de 0,5% pour (2009/2040).

La figure I.5 montre les différentes localités de chaque programme et la localité de Bentalha dans la carte :

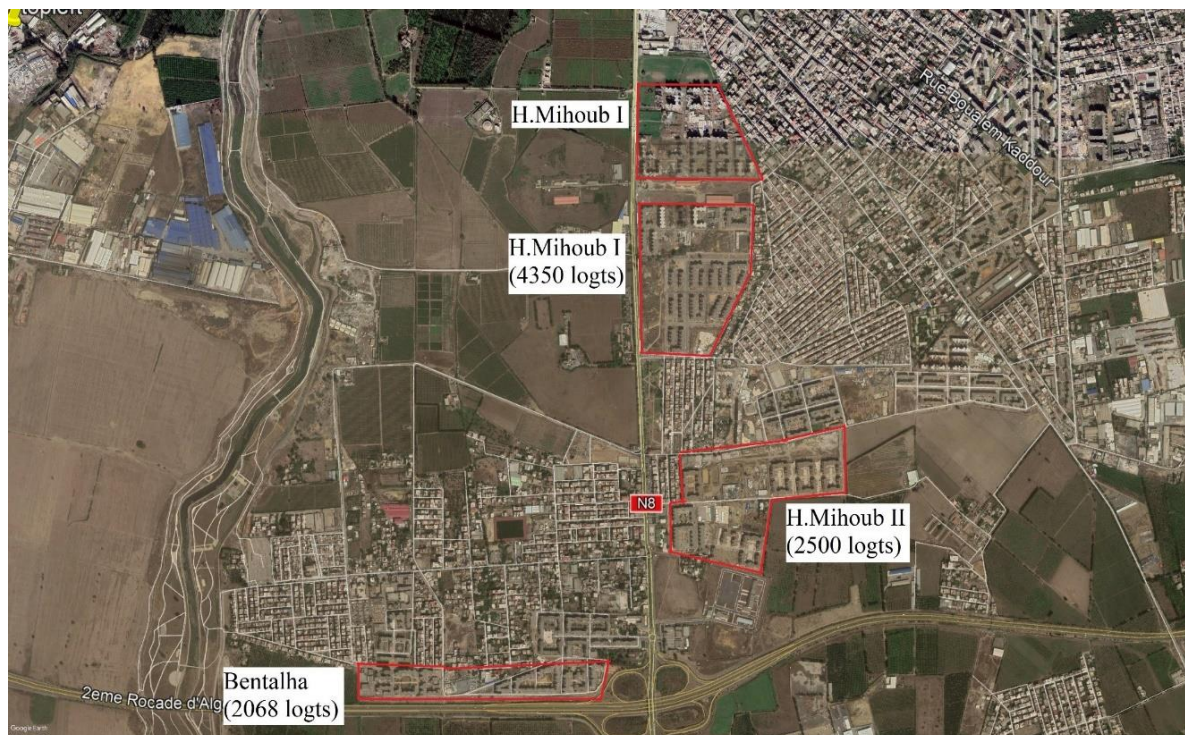


Figure I.5 : Les différentes localités

La situation démographique dans les programmes des logements se résume dans le tableau suivant (SEAAL, 2014).

Tableau I-4 : Situation démographique dans les programmes des logements

Localité	Nombre de logements	Nombre de personnes /logement	Nombre total (habitants)
Haouch Mihoub I	4350	6	26100
Haouch Mihoub II	2500	6	15000
Bentalha	2068	6	12408
		Total	53508

I.7. Conclusion

La présentation de la zone d'étude nous permettra d'utiliser les différentes informations de base dans la conception du projet.

Chapitre II :

Présentation de WaterCAD



Chapitre II : Présentation de l'outil WaterCad

Introduction

La satisfaction des besoins des consommateurs en quantité et qualité suffisantes est le but de chaque distributeur, et pour réaliser ce but il faut améliorer tous les ouvrages participant dans l'opération de l'alimentation en eau potable. L'utilisation d'un outil de simulation comme WaterCAD nous permet de développer des projets modernes et de qualité grâce à une palette d'outils de conception, de documentation, de visualisation et de simulation novateurs.

II.1. Présentation du logiciel WaterCad

WaterCad V8i (2014) est un logiciel qui a été conçu, par une association des ingénieurs Américains « Méthode Heastad » pour aider le service public, la municipalité, les entreprises, à la gestion des infrastructures d'eau. Il est un progiciel de modélisation hydraulique comprenant un large éventail de fonctionnalités notamment les graphiques avancées et le profilage, la flexibilité dans l'archivage et la représentation des données, et des avancements dans l'interface graphique (GUI) et sa personnalisation, etc. De nombreuses fonctionnalités telles que l'analyse hydraulique et de la qualité de l'eau, les simulations à l'état stable et les simulations à période prolongée sont également conçues pour fonctionner avec des capacités améliorées, une gestion des données solide et des intégrations AutoCAD et SIG. WaterCAD V8i est facile à utiliser et polyvalent ainsi que des paquets de logiciels de modélisation de qualité acceptés pour une variété d'applications.

II.2. Fonctionnalités

Le logiciel WaterCad permet de :

- ✓ Faire des simulations à l'état stable et les simulations à période prolongée
- ✓ Evaluer la capacité de protection contre les incendies
- ✓ Analyser la criticité des tuyauteries et des valves
- ✓ Construire et gérer des modèles hydrauliques
- ✓ Concevoir des réseaux de distribution d'eau
- ✓ Élaborer des programmes de rinçage
- ✓ Identifier les fuites d'eau
- ✓ Gérer l'utilisation de l'énergie

- ✓ Calibration du modèle.

II.3. Les formats compatibles avec WaterCAD

WaterCad est très puissant à la manipulation des divers fichiers de différent format, et cela donne un avantage très précieux à l'utilisateur, pour travailler sur plusieurs plateformes en parallèle (ArcGIS, AutoCAD...).

La figure suivante en présente quelques types :

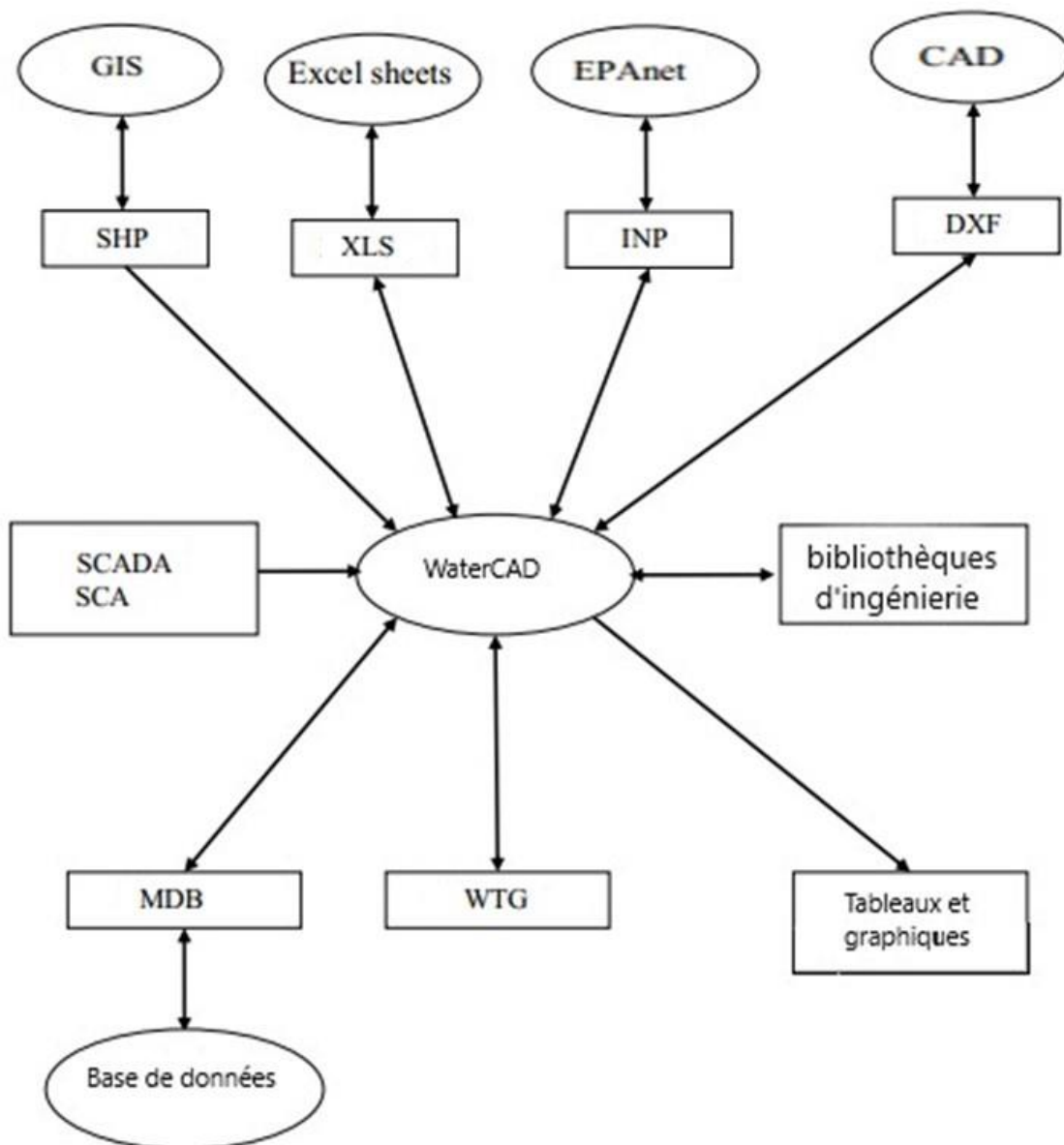


Figure II.1 : Les entrées et sorties du programme

II.4. Les principaux modules du logiciel WaterCAD

Les 4 principaux modules suivants sont intégrés dans le logiciel WaterCAD :

- ✓ Darwin Calibrator
- ✓ Darwin designer
- ✓ Skelebrator
- ✓ Water SAFE

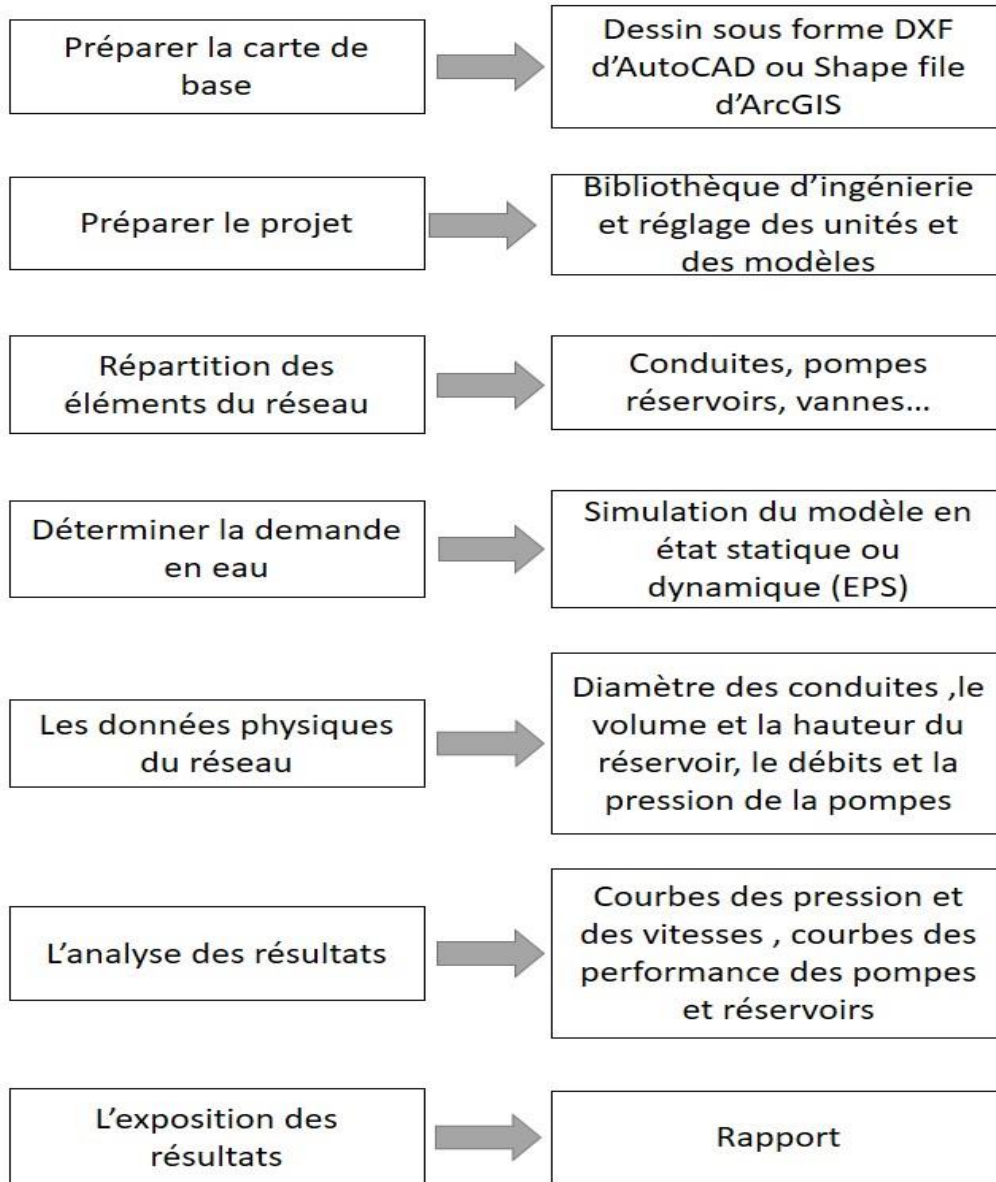


Figure II.2 : Les étapes de modélisation d'un projet d'AEP sous WaterCAD

II.5. Composantes physiques du Water CAD

WaterCAD se compose de plusieurs éléments physiques donnant la meilleure représentation des éléments de système d'alimentation en eau potable (conduites, pompes, vannes, réservoirs...)

WaterCAD modélise le système d'alimentation en eau potable comme un ensemble des conduites reliant des nœuds. Les pompes, les demandes en eau et les réservoirs sont traités comme des nœuds.

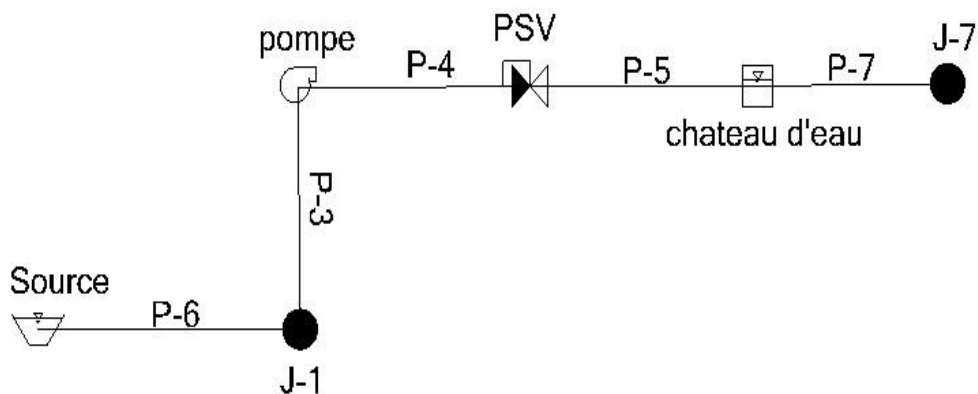


Figure II.3 : Composants physiques d'un système de distribution Water CAD

II.6. La fenêtre principale du WaterCAD

Les développeurs du logiciel ont travaillé beaucoup pour simplifier l'interface graphique, ce qui est reflété l'efficacité et la simplicité de la fenêtre principale illustrée ci-dessous :

II.7. Menu principale Water CAD

Toutes les propriétés et les composantes se résument dans le menu principal. Ce dernier offre un accès total à toutes les potentialités de Water CAD. Il se compose de plusieurs sous menu regroupés selon leur mode de fonctionnement.

Les systèmes de menu pour WaterCAD comprennent les sélections suivantes :

- ✓ Menu Fichiers
- ✓ Menu édition
- ✓ Menu Analyse
- ✓ Menu Affichage
- ✓ Menu dessin
- ✓ Menu Outils
- ✓ Menu rapport

Ils sont illustrés dans la figure II.4.

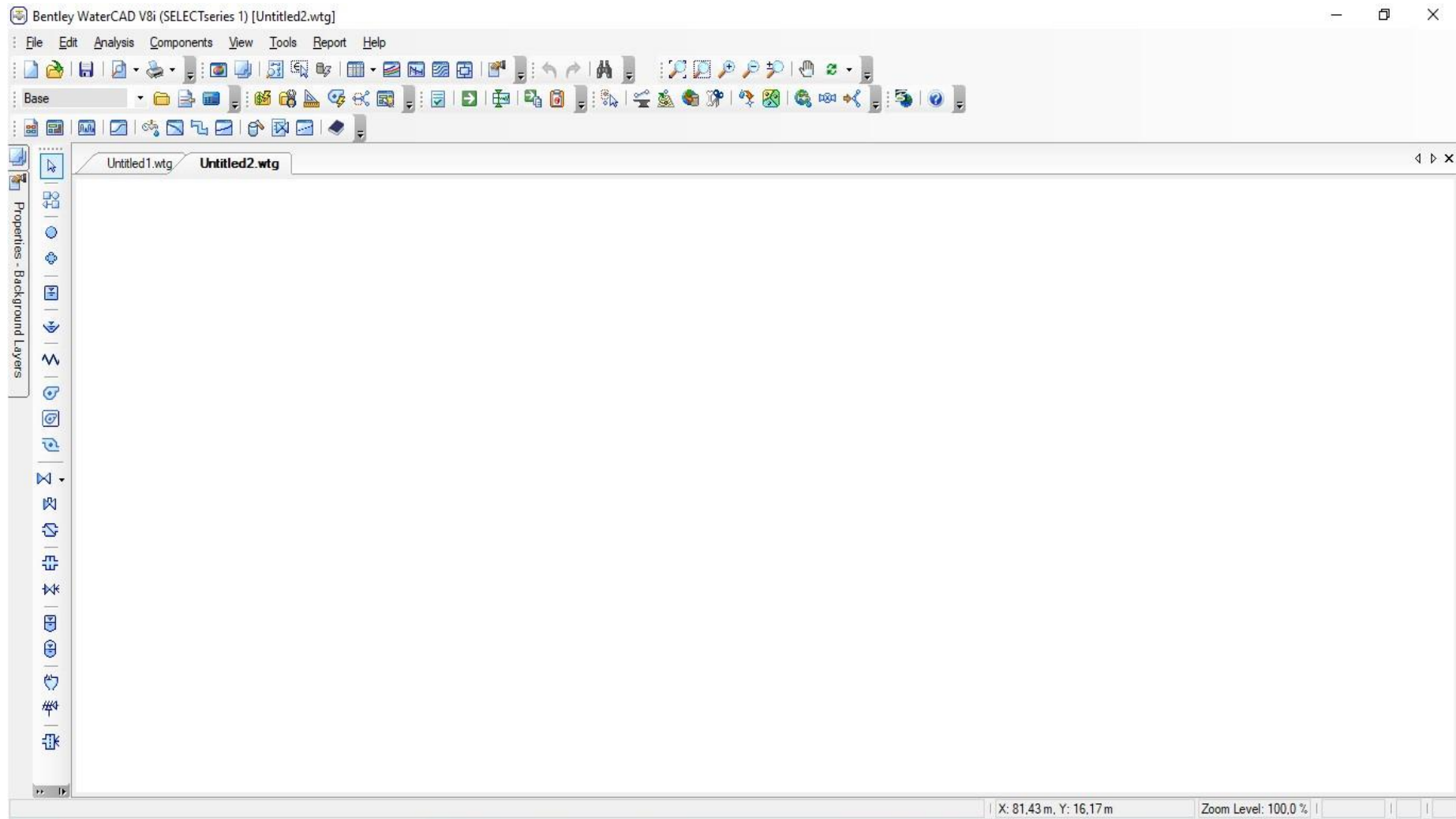


Figure II.4 : La fenêtre principale du Water CAD

II.7.1 Menu Fichiers

Le menu Fichiers a pour rôle de créer, lire, écrire et imprimer. Il est chargé du partage des fichiers entre les différentes plateformes. La figure suivante illustre ces sélections :

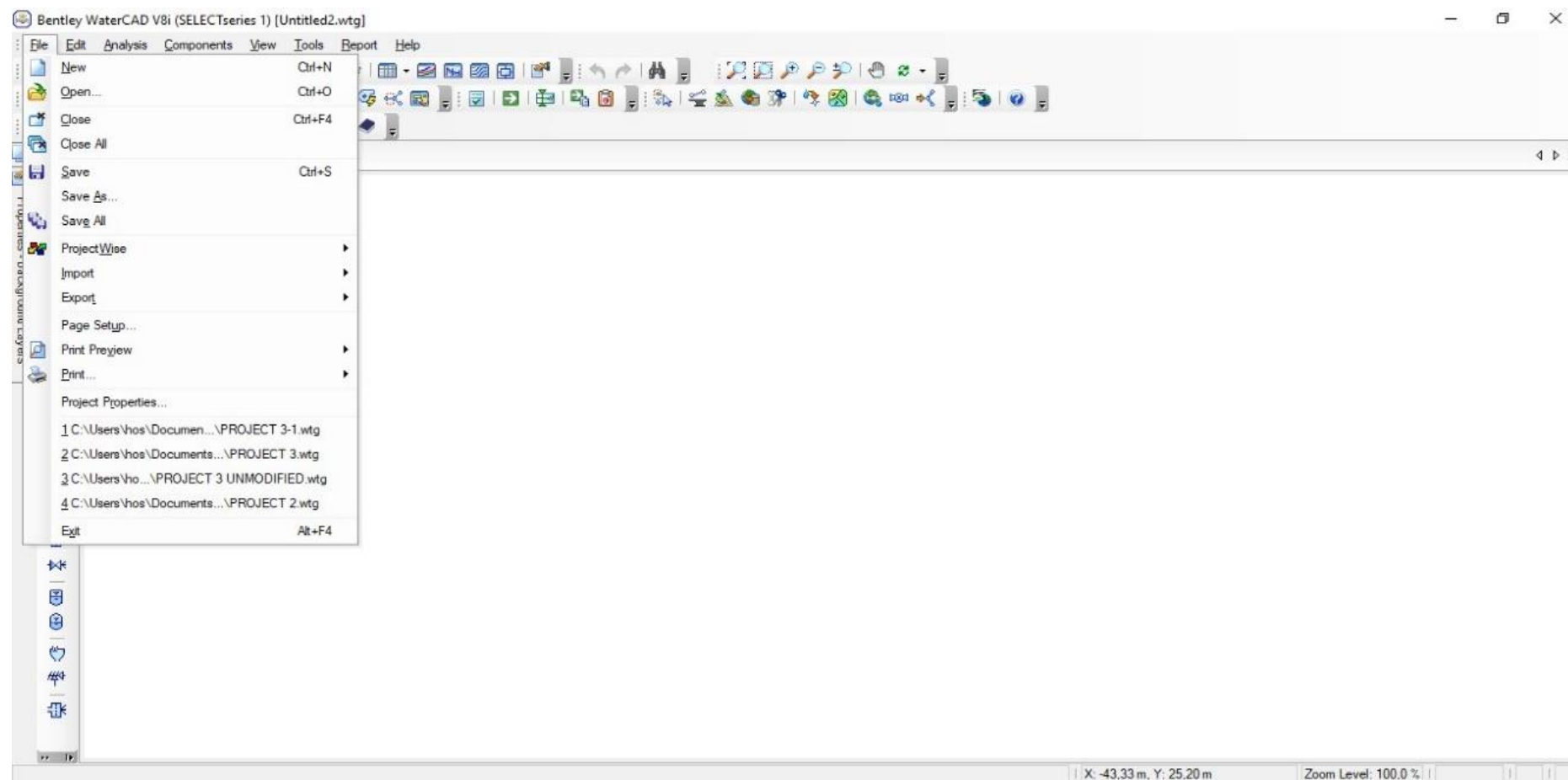


Figure II.5 : Menu fichier

II.7.2 Menu édition

Le menu édition permet l'accès à tous les options de la gestion des éléments WaterCAD y compris la sélection et la suppression ...

La figure suivant illustre ces sélections :

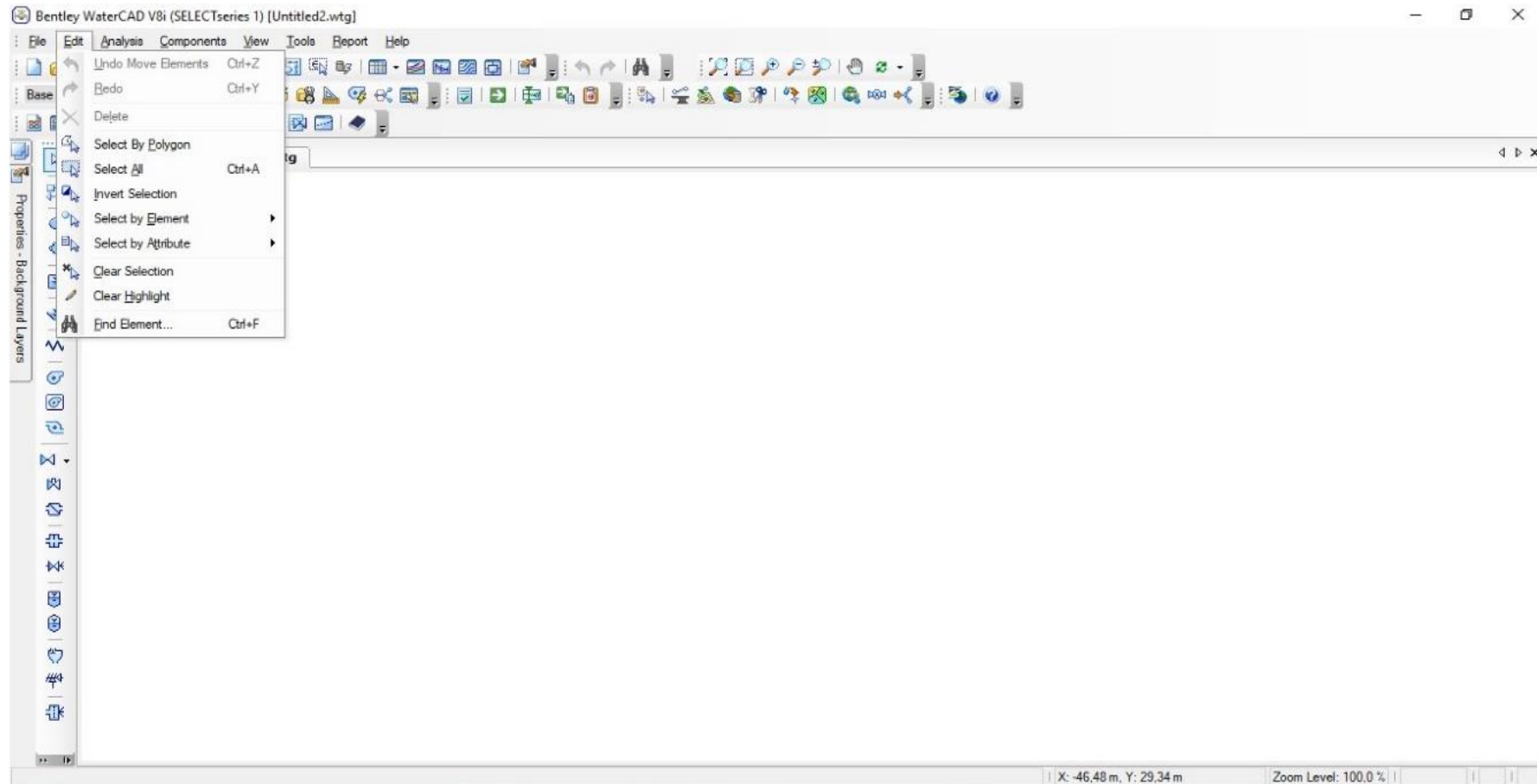


Figure II.6 : Menu Edition

II.7.3 Menu Analyse

Le menu « Analyse » offre multiple choix pour la gestion des scenarios, les alternatifs et des différents calculs, et aussi l'activation la modification et tous ce qui dépendent du carburateur de DARWIN.

La figure suivant illustre ces sélections :

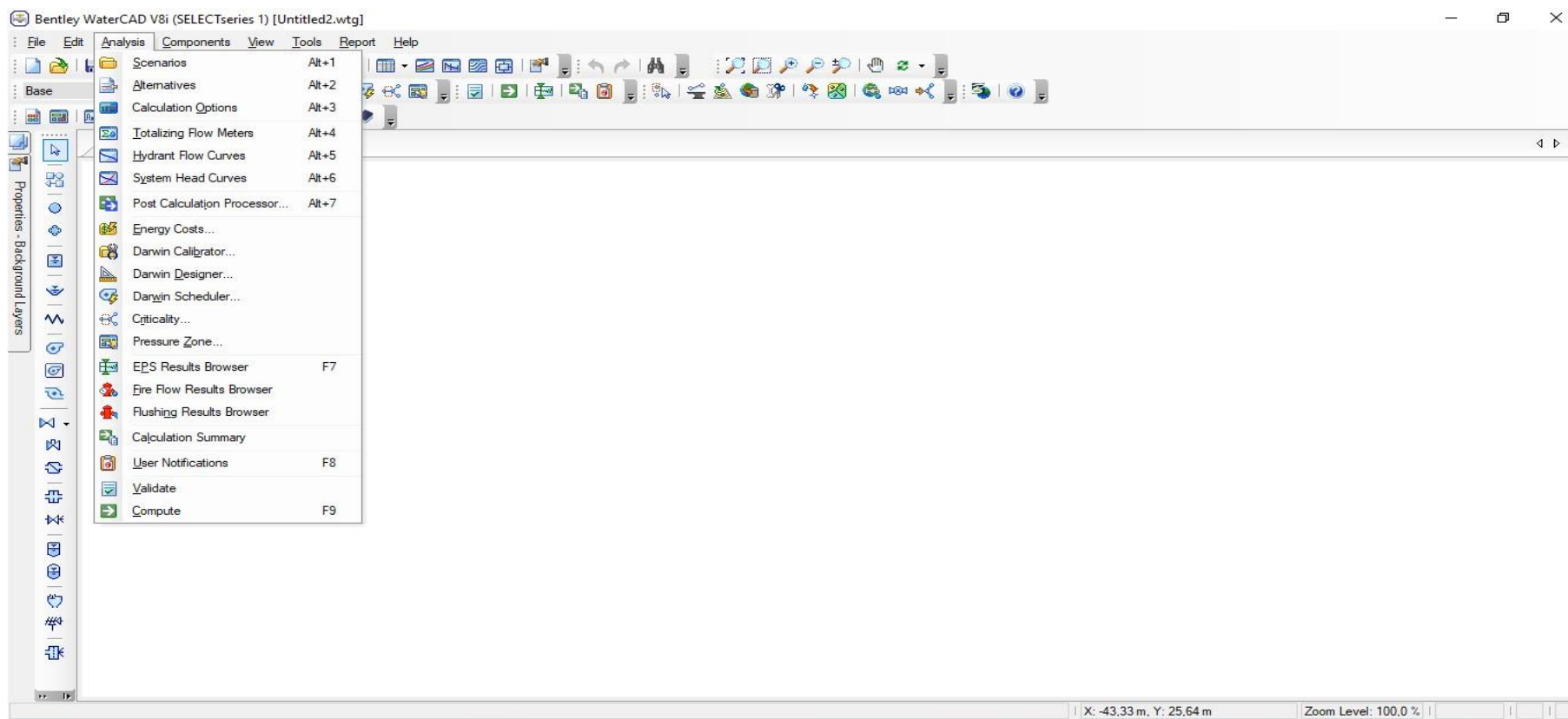


Figure II.7 : Menu analyse

II.7.4 Menu Affichage

Le menu « Affichage » permet de voir les tableaux des données et des schémas et les afficher. La figure suivant illustre ces sélections :

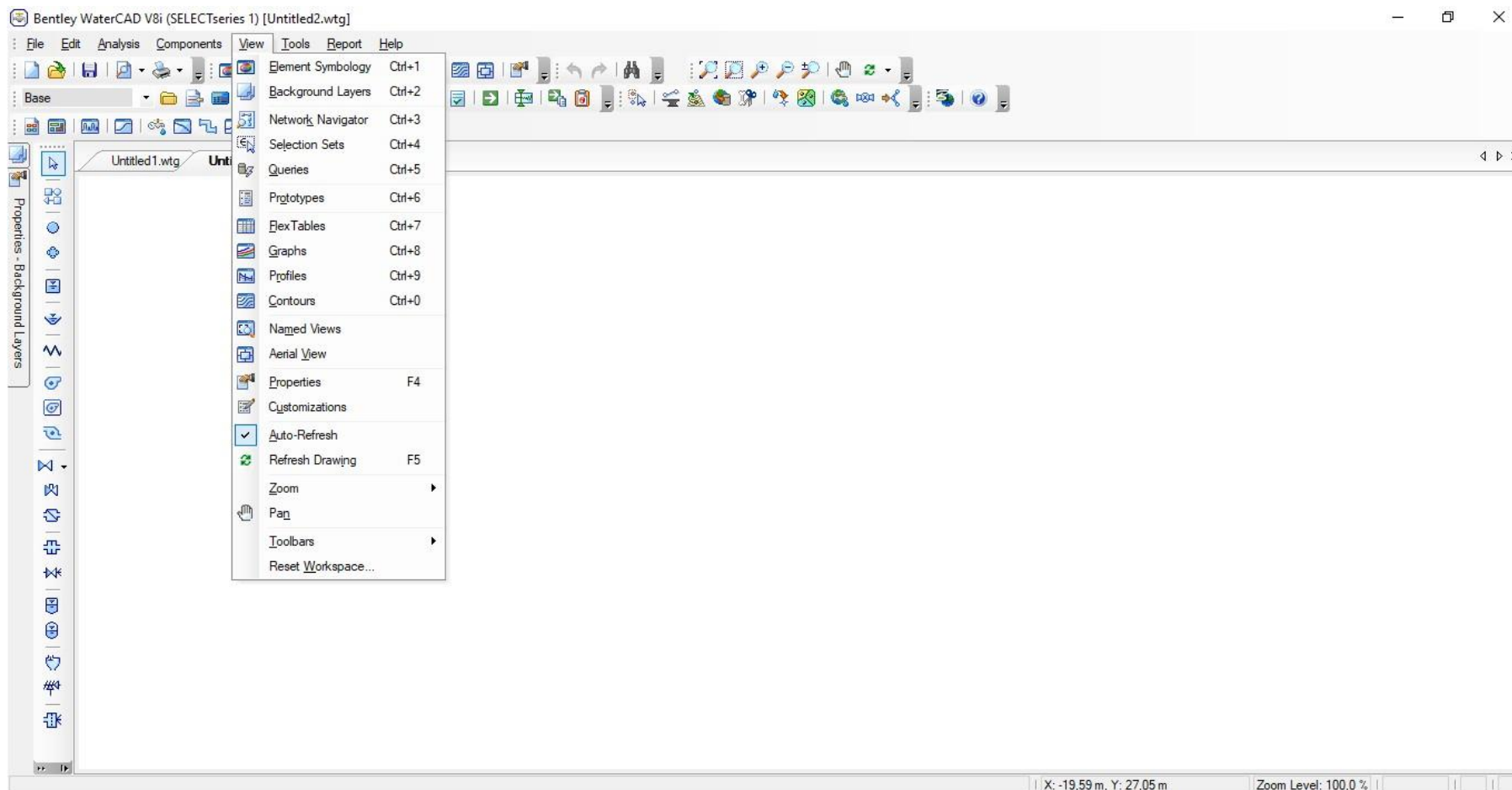


Figure II.8 : Menu Affichage

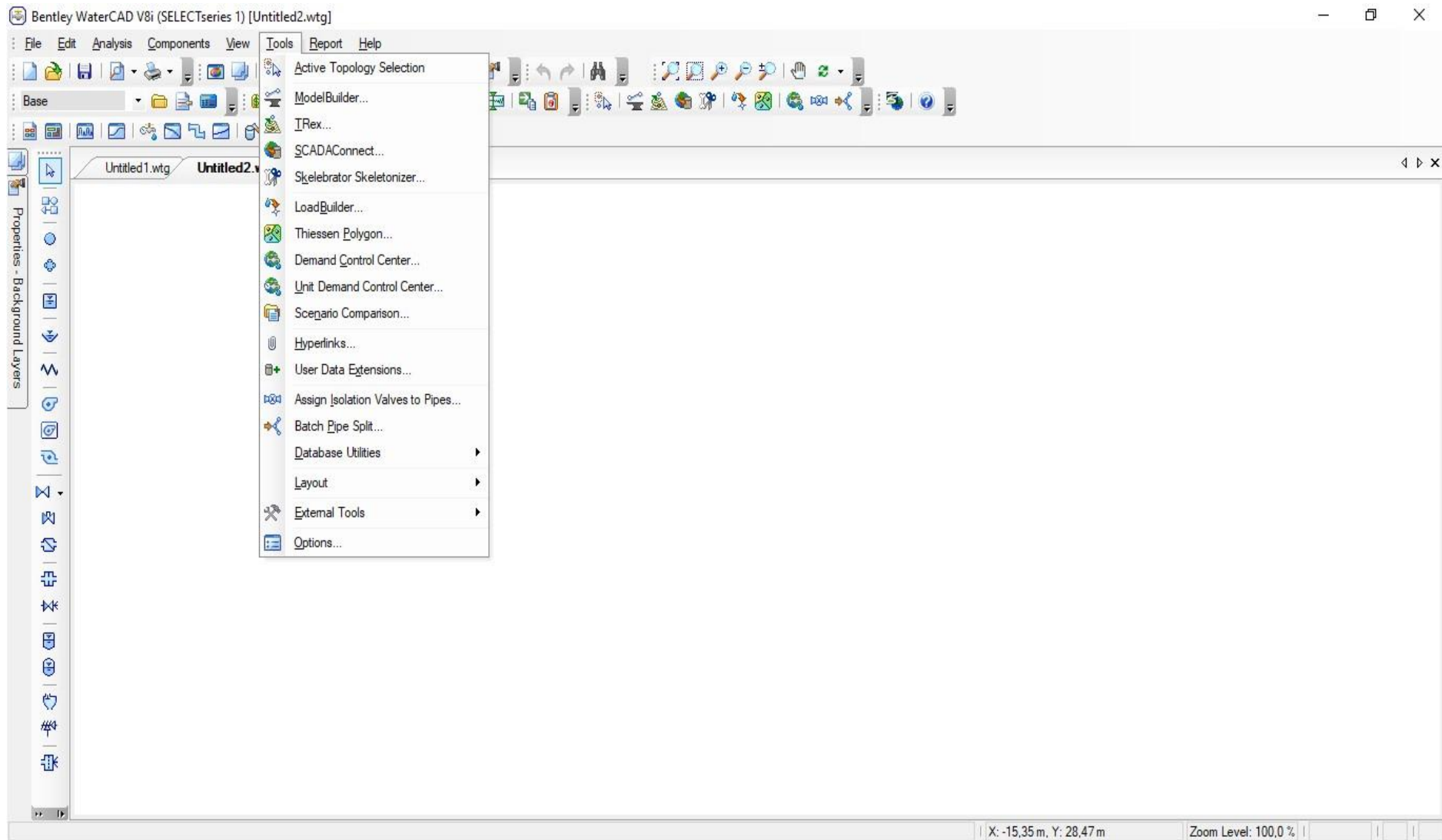


Figure II.10 : Menu outils

II.7.7 Menu Rapport

Le menu « rapport » résume tous les résultats de travailler sous forme de rapport facile à exporter et à interpréter. La figure suivante illustre ces sélections :

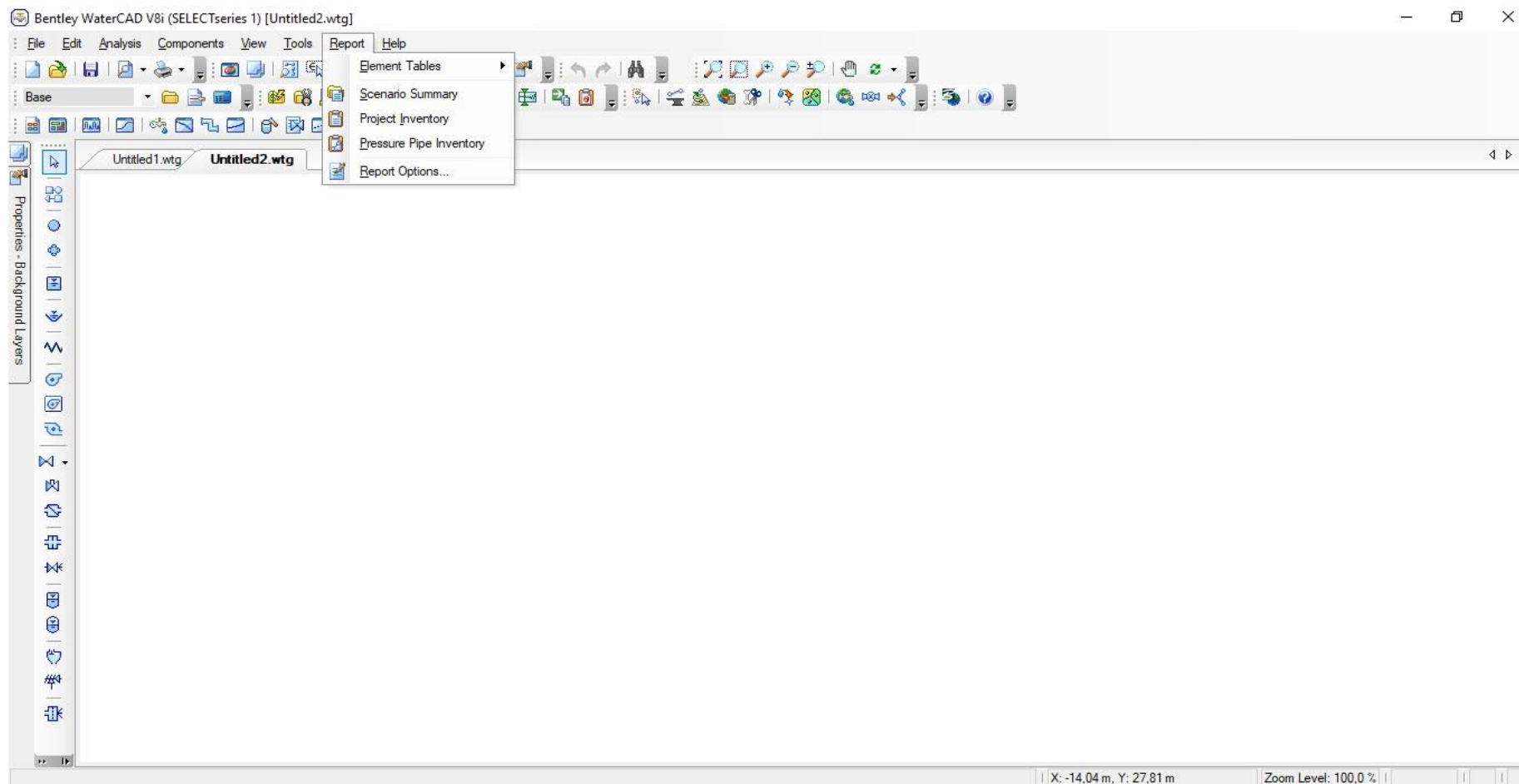


Figure II.11 : Menu Rapport

Conclusion

La maîtrise de l'outil de modélisation (WaterCAD) facilite le suivi du comportement du système hydraulique et faire un diagnostic en simulant le réseau de distribution présenté dans les chapitres suivants.

Chapitre III
Diagnostic du réseau actuel de la localité de
Bentalha

Chapitre III : Diagnostic du réseau actuel de la localité de Bentalha

Introduction

Pour l'évaluation de la situation actuelle du réseau de la région étudié. Nous allons procéder à son diagnostic en utilisant le WaterCAD. Dans ce chapitre, les étapes nécessaires seront décrites, et présenter les résultats déduits de ce processus.

III.1. Généralités sur le diagnostic des réseaux D'AEP

Le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable devient un préalable indispensable à la définition de programme d'actions cohérents permettant d'optimiser la gestion des réseaux de palier aux éventuelles insuffisances de qualité, de quantité ou de sécurité d'approvisionnement des collectivités.

Le diagnostic a pour but de présenter l'état des lieux du service d'alimentation en eau potable et de proposer des solutions techniques appropriées qui répondent aux préoccupations du maître d'ouvrage :

- Garantir à la population actuelle et future des solutions durables pour une alimentation en eau en quantité et en qualité suffisante, et préciser les aménagements compatibles avec la défense contre l'incendie,
- Optimiser la gestion du service et les investissements nouveaux ou de renouvellement des équipements en place.

Les résultats obtenus à la suite de ces diagnostics doivent permettre aux responsables de faire un choix justifié quant aux orientations futures de la gestion de l'alimentation. C'est pourquoi il est utile de préciser la méthode employée pour aboutir aux résultats escomptés.

III.1.1. La définition d'un diagnostic

Le mot diagnostic est d'origine grecque, il signifie « connaissance », ce qui nous permet de dire que le diagnostic est d'acquérir la connaissance à partir des signes observables.

Le diagnostic est le raisonnement menant à l'identification de la cause (l'origine) d'une défaillance, d'un problème ou d'une maladie, à partir des informations relevées par observations, contrôles ou tests. A l'heure actuelle, la démarche de diagnostic est utilisée dans un grand nombre de domaines différents, et en particulier dans le domaine de l'hydraulique afin de

déterminer les causes des dysfonctionnements qui remettent en question la fiabilité des réseaux d'alimentation en eau potable et provoquent la colère des populations.

Le diagnostic nous permet de connaître les forces et les faiblesses d'un réseau d'alimentation en eau potable, d'expliquer son évolution passée et de porter un jugement sur son évolution future.

III.1.2. Les différentes formes de diagnostics

Selon les circonstances, la nature des problèmes où l'urgence, le diagnostic pourra revêtir plusieurs formes sans que celles-ci altèrent le principe et la rationalité de la démarche.

III.1.2.1. Le diagnostic global (approfondi)

C'est le modèle de base qui analyse le réseau dans une perspective globale à travers ses fonctions et son organisation et débouche sur des propositions d'améliorations. Le diagnostic va permettre de mettre en évidence les points forts et les points faibles, de comprendre l'évolution passée du réseau ; il va également faire ressortir les menaces et opportunités à venir. Ces informations permettront aux principaux responsables d'orienter leur action pour améliorer les performances du réseau.

III.1.2.2. Le diagnostic express

Mais il arrive parfois que l'urgence, ou la ponctualité d'un problème, ne justifie pas ou ne permette pas d'attendre les résultats d'un diagnostic approfondi : il faudra simplement procéder à un diagnostic express. Ce diagnostic aura alors pour objectif d'identifier les raisons des difficultés mais, de formuler des mesures de sauvetage rapides et hiérarchiser les actions à réaliser par ordre d'urgence et d'importance.

III.1.2.3. Le diagnostic fonctionnel

Enfin, la troisième forme que pourra revêtir le diagnostic est celle du diagnostic fonctionnel. Il s'agit là d'un diagnostic fragmentaire, destiné à solutionner des problèmes de fonctionnement interne et à améliorer les résultats. Il se peut aussi qu'après un diagnostic express, l'analyse identifie et localise les problèmes dans une partie déterminée et décide d'effectuer un travail d'approfondissement nécessaire à cette partie. Nous aurons ainsi, dans ce cas-là, un diagnostic express plus un diagnostic spécialisé et limité à une seule partie.

III.1.3. L'importance d'un diagnostic

Le recours au diagnostic correspond à une véritable nécessité, l'observation des anomalies, l'analyse, et l'identification des causes vont nous aider à identifier les causes des dysfonctionnements et définir des mesures adaptées susceptibles d'améliorer la fiabilité du réseau d'alimentation en eau potable, en d'autres termes, apporter des solutions qui nous permettent de répondre aux besoins des populations d'une façon très satisfaisante que ce soit en terme de qualité ou en terme de quantité. Plusieurs problèmes de différentes origines peuvent survenir dans un réseau d'A.E. P ; les fuites, les branchements illicites, les erreurs de compteurs, les problèmes environnementaux, pénétration de contaminants, chute de pression, des ruptures ou casses sur les conduites et leurs accessoires et les interruptions.

A ces problèmes s'ajoutent des problèmes de gestion du réseau. Ces différents problèmes causent le mécontentement des consommateurs qui réagissent en déposant des plaintes sur les différents services (quantité insuffisante, qualité médiocre, interruption de l'alimentation, etc.) au niveau des services concernés.

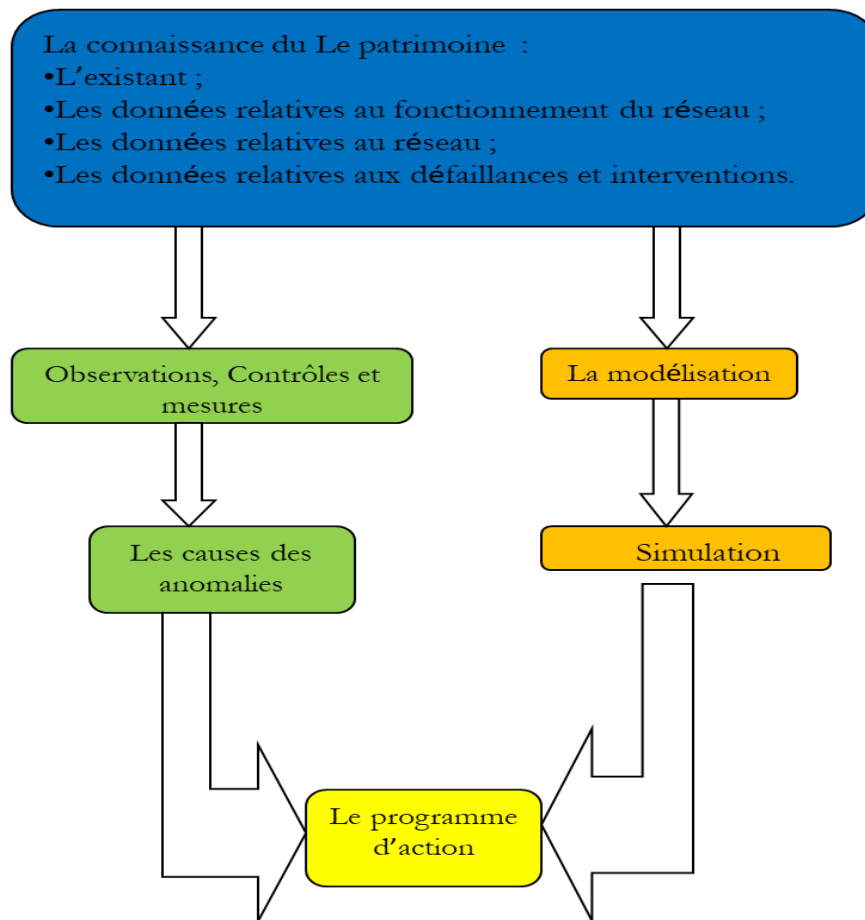
Les différents problèmes survenant dans un réseau d'alimentation en eau potable peuvent être classés comme suite :

- Dégradation de la qualité de l'eau ;
- Diminution de la capacité de transport ;
- Augmentation des fuites diffuses ;
- Ruptures ou fuites apparentes ;
- Problème de gestion des réseaux d'A.E.P.

III.1.4. Les étapes de diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable

La réalisation d'un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable consiste en une démarche progressive, organisée et rationnelle. La démarche du diagnostic comprend un certain nombre d'étapes, il s'agit dans tous les cas d'établir un cheminement possible entre les observations, les causes possibles et d'évaluer les conséquences induites dans le seul objectif de définir un programme d'action.

Les différentes étapes du diagnostic d'un réseau d'alimentation en eau potable sont illustrées dans le schéma suivant :



III.2. Description des installations hydrauliques et du fonctionnement actuel

III.2.1. Le réseau existant (situation actuelle)

L'étage Baraki appartient à la zone de distribution d'Alger Est. L'étage Hassen Badi se situe à l'amont de l'étage Baraki.



Figure III.1 : Plan de situation de l'étage Baraki

On a deux réseaux principaux pour l'alimentation en eau potable de Baraki :

- ✓ L'étage Baraki ville, Bentalha
- ✓ L'étage d'Oued Adda

L'étage Baraki, est mis en charge par un château d'eau de capacité 1500 m^3 , $C_{TP} = 52 \text{ mNGA}$, $C_R = 47,8 \text{ mNGA}$. Celui-ci est alimenté par une station de pompage localisée sur le même site et constituée de trois groupes électropompes identiques aux caractéristiques suivantes : $Q = 490 \text{ m}^3/\text{h}$; $HMT = 35 \text{ m CE}$. Cette station est alimentée par un réservoir au sol de $3\,000 \text{ m}^3$ ($C_{TP} = 26,2 \text{ mNGA}$, $C_R = 21,4 \text{ mNGA}$) situé à proximité.

L'étage d'Oued Adda est mis en charge par un château d'eau de capacité 1500 m³, C_{TP} = 59 mNGA, C_R = 55 mNGA. Celui-ci est alimenté par une station de pompage constituée de trois groupes électropompes identiques aux caractéristiques suivantes :

Q = 1400 m³/h ; HMT = 50 m CE. Cette station est alimentée par un réservoir au sol de 5 000 m³ (CTP = 24,23 mNGA, CR = 18,83 mNGA) situé à proximité, et la zone de captage c'est les champs captant Baraki Bentalha.

Et pour résumer, la figure suivante montre les deux réseaux :

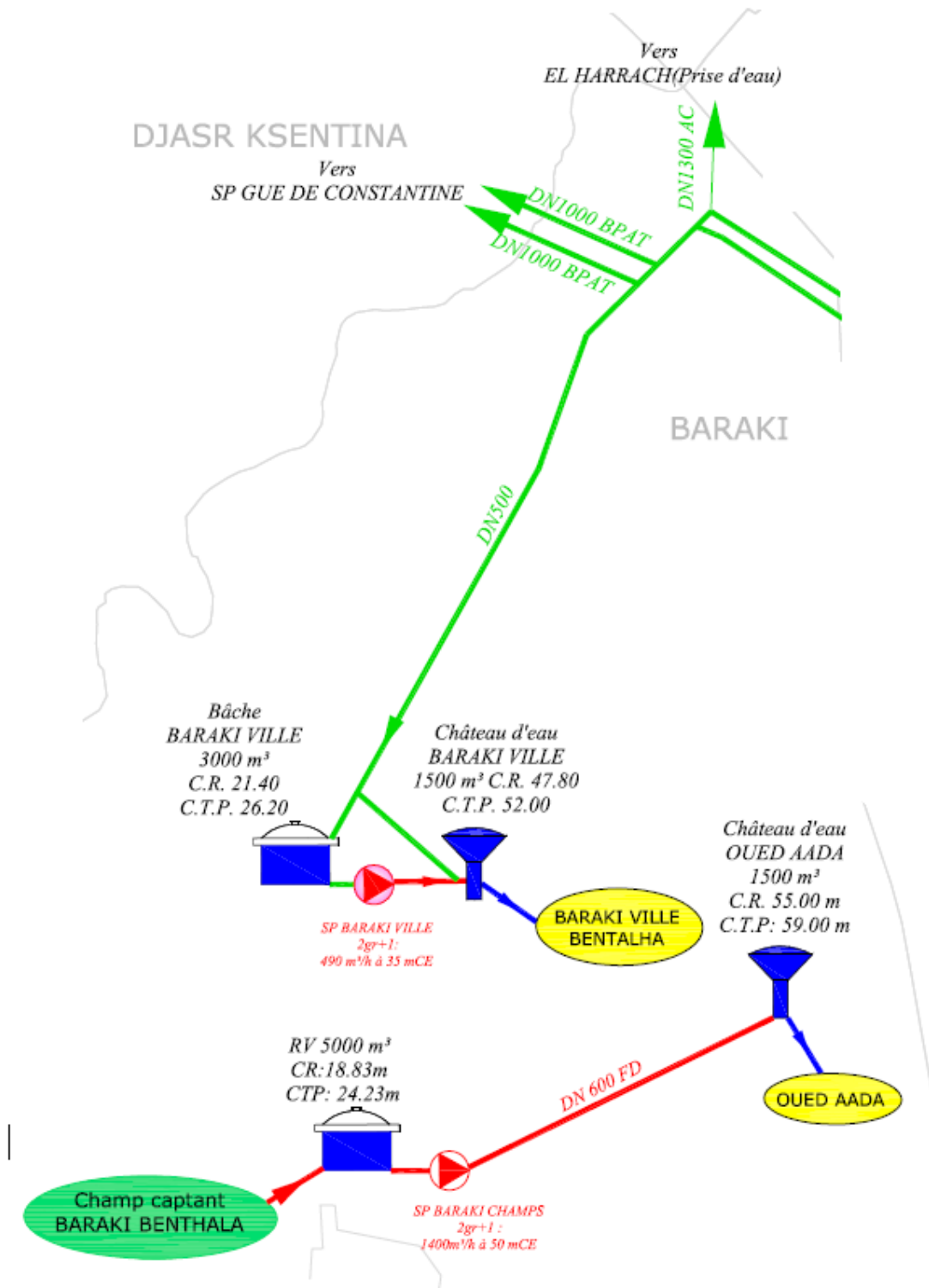


Figure III. 2 : Les réseaux principaux pour l'alimentation en eau potable à Baraki

Le réseau existant pour l'alimentation de l'étage de Baraki ville, Bentalha est représenté dans la figure suivante :

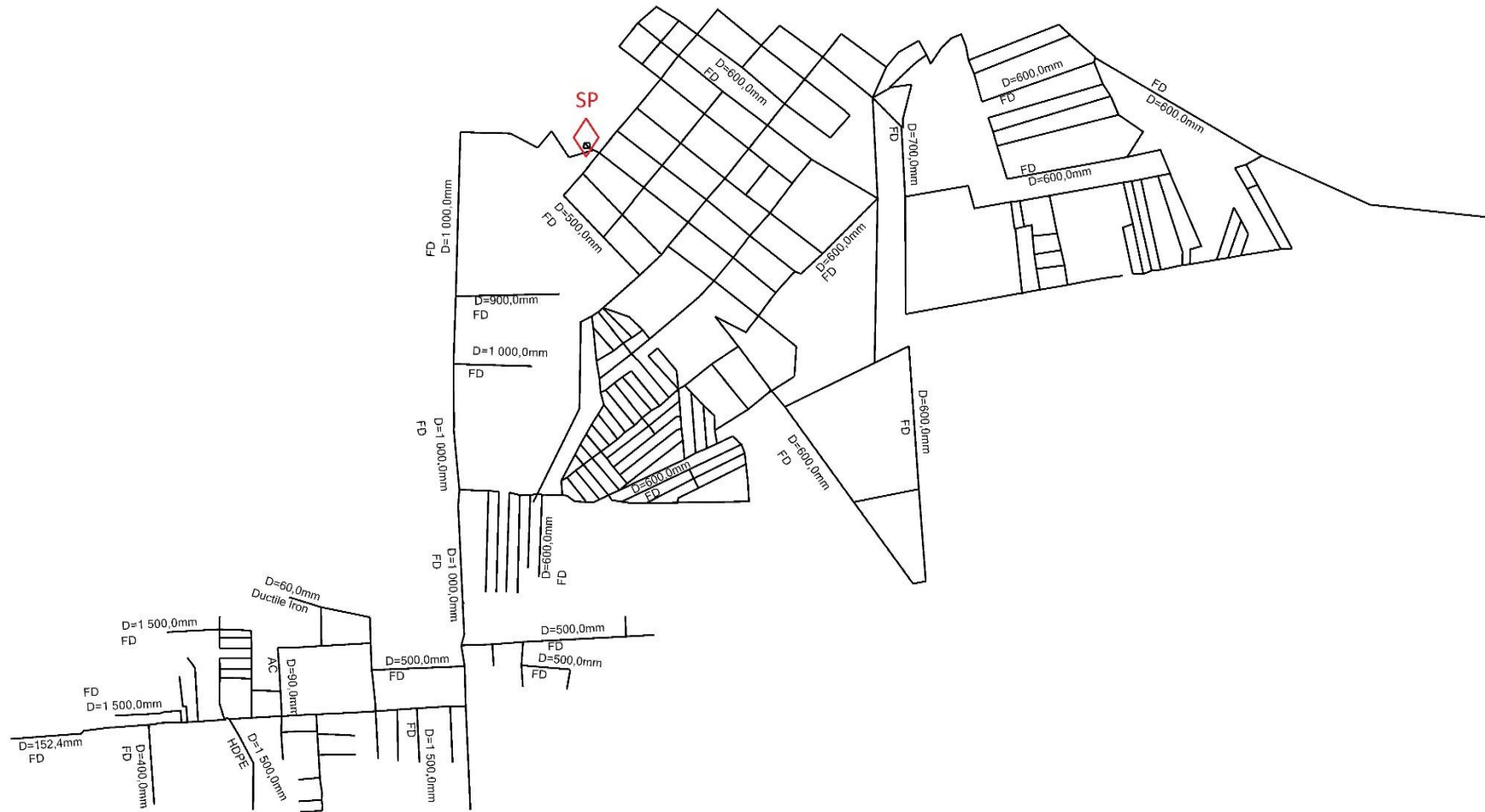


Figure III.3 : Réseau de distribution existant de Bentalha (Baraki)

Des extensions ont été programmées sous forme de trois programmes de logements :

1. Programme de logements : Haouch Mihoub I (4350 logts) ;
2. Programme de logements : Haouch Mihoub II (2500 logts) ;
3. Programme de logements de Bentalha (2068 logt).

La figure III.4 montre la localisation des trois programmes.

III.3. La modélisation du réseau

III.3.1 Reconstruction du réseau

On a redessiné le réseau de distribution dès le départ, avec l'introduction de tous les paramètres nécessaires notamment les diamètres des conduites, les matériaux de construction.

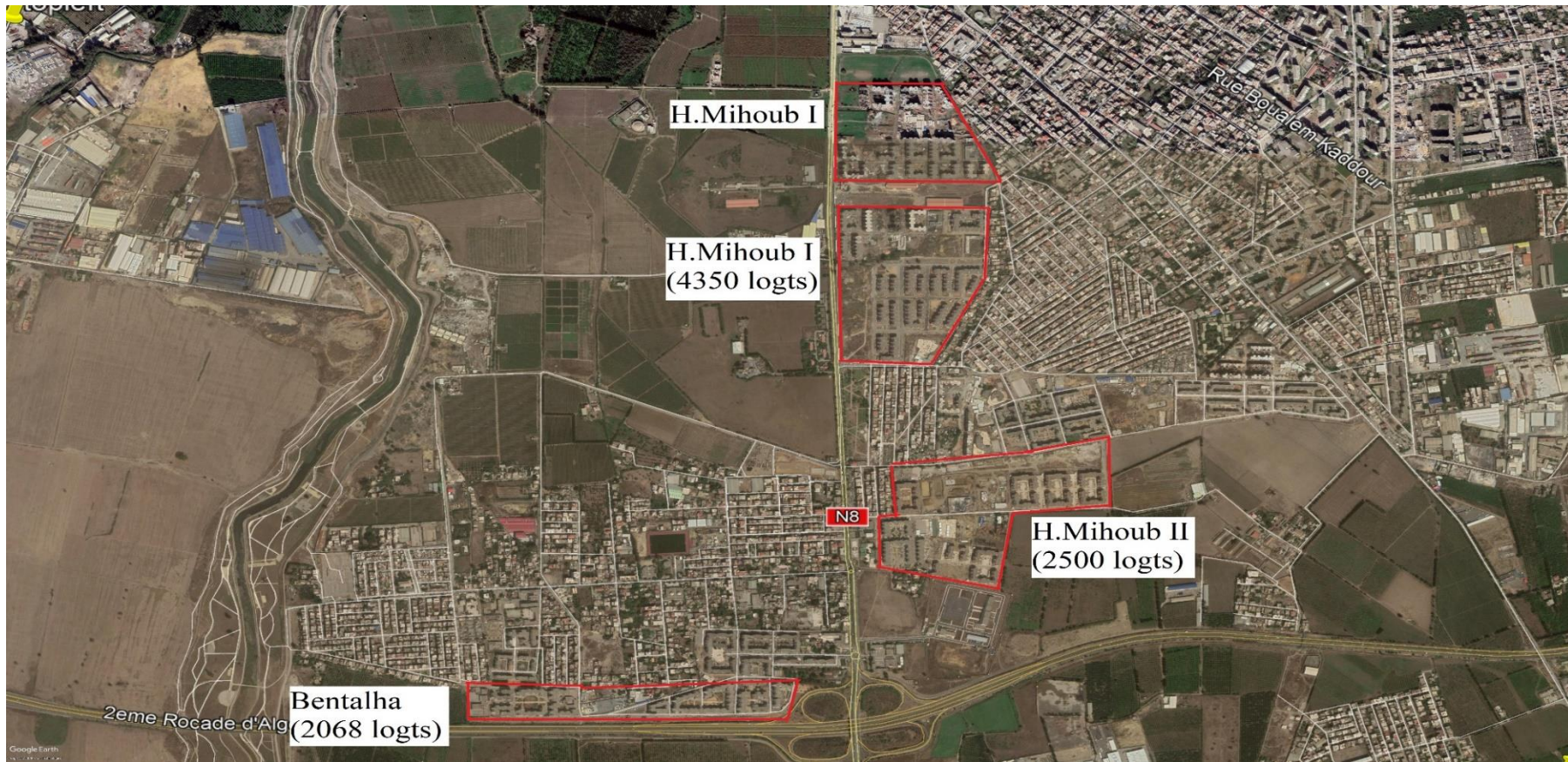


Figure III.4 : La localisation des trois programmes

Grace à la sélection Flex Tables on peut afficher toutes les conduites existantes et modifier leurs diamètres, matériaux de fabrication, la longueur et la constante de frottement... etc.

III.3.2. Estimation des demandes en eau

Pour remplir les demandes en eau aux nœuds il faut d'abord déterminer les besoins en eau de l'agglomération à alimenter.

La situation qu'on va aborder est comme suit :

- ✓ Agglomération avant extension (Baraki ville, Bentalha).
- ✓ Agglomération après extension (les programmes de logements).

Donc il y aura de nouveau besoins liée aux extensions, c'est pour cela que l'on accepte qu'il y ait des points noirs en matière de pression et de débit.

III.3.2.1. Estimation des demandes en eau

Dans le chapitre de l'estimation des besoins en eau, les besoins des localités suivantes ont été calculés :

- ✓ Programme de logements : Haouch Mihoub I (4350 logts) et Haouch Mihoub II (2500 logts),
- ✓ Programme de logements de Bentalha (2068 logt).
- ✓ Localité de Bentalha.

Il nous reste à estimer les besoins de Baraki ville pour lancer la simulation.

a) Estimation des besoins en eau Baraki ville

Pour l'estimation de la population actuellement, on va procéder à l'application de la relation de l'accroissement géométrique, qui s'écrit comme suit :

$$\frac{P_1}{P_0} = (a + 1)^n \dots\dots\dots \text{(III-01)}$$

Où,

$$a = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{\frac{1}{n}} - 1 \dots\dots\dots \text{(III-02)}$$

Avec, P_0 : Population ou consommation d'eau à l'horizon origine ;

P_1 : Population ou consommation d'eau à l'horizon proche pour le passé et/ou à l'horizon projeté ;

a : Taux d'accroissement $a = 2,1 \%$

n : Nombre d'années calculé par différence entre l'horizon considéré (proche ou projeté) et l'horizon d'origine.

Tableau III.1 : Evolution de la population de Baraki pour différents horizons.

Horizon	2008	2020
La population	105319	135150

b) Besoins domestiques

Ils sont déterminés en utilisant la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \sum \frac{q \times N_i}{1000} m^3 / j \dots\dots\dots(III-03)$$

Avec, $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en (m^3 / j) ; q : Dotation moyenne journalière en (l/jour/hab) et N_i : Nombre d'habitants.

D'après la SEAAL, on adopte 150 (l/hab/j) comme dotation journalière de l'agglomération étudiée.

Tableau III.2 : Résumé de la consommation moyenne journalière

Population	Dotation (l/hab/j)	Consommation (m^3/j)
135150	150	20272,50

Les besoins hors domestiques sont estimés de 30% de la consommation domestique. Donc les besoins totaux en eau sont égaux à :

$$Q_{moyj} = Q_{dom} + 0.3 Q_{dom} = 1,3 Q_{dom}$$

$$Q_{moyj} = 26354,25 m^3 / j$$

III.3.2.2. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les pertes sont de l'ordre de 20 % de la consommation totale moyenne avec des valeurs souvent élevées pour les agglomérations qui ont des réseaux de distribution âgées ou en mauvais état.

$$Q_{maj.j} = Q_{moy.j} + Q_{fuites} \dots\dots\dots(III-04)$$

$$Q_{fuites} = 0,2 \times Q_{moy.j} \dots\dots\dots(III-05)$$

$$Q_{maj.j} = 1,2 \times Q_{moy.j}$$

$$Q_{maj.j} = 31625,10 \text{ m}^3/j$$

III.3.2.3 Etude des variations de la consommation

a) La consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Pour tenir en compte la consommation journalière, il existe un coefficient dit coefficient d'irrégularité journalière $K_{max,j}$ défini par le rapport suivant :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{maj.j}} \dots\dots\dots(III-06)$$

Donc le débit maximal journalier est égal à :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{maj.j} \dots\dots\dots(III-07)$$

Avec, $Q_{max.j}$: Le débit maximal journalière (m^3/j) ; $Q_{maj.j}$: Le débit moyen journalière majoré en (m^3/j) ; $K_{max.j}$: Le coefficient d'irrégularité journalière maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 1,1 ÷ 1,3.

Pour le cas de notre étude, nous avons pris $K_{max,j} = 1,2$

Tableau III.3 : Besoins maximaux journaliers

Localité	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	Débit journalier major (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)
Baraki ville	26354,25	31625,10	1,20	37950,12

b) Variation horaire

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée, ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$ dit respectivement coefficient de consommation maximale horaire et coefficient de consommation minimale horaire.

$$K_{max.h} = \frac{Q_{max.h}}{Q_{moy.h}} \dots\dots\dots(III-08)$$

La consommation moyenne horaire est comme suit :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \dots\dots\dots(III-09)$$

Donc la consommation maximale horaire est :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h} \dots\dots\dots(III-10)$$

Avec, $Q_{max.h}$:consommation maximale horaire en (m³/s) ; $Q_{moy.h}$: consommation moyenne horaire en (m³/s) ; $K_{max.h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Le coefficient d'irrégularité maximale horaire est donné par la relation suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots(III-11)$$

Avec, α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$ et β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

Le tableau suivant donne la variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants :

Tableau III.4 : Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant 10 ³	< 1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	50,0	100,0	300,0	>1000,0
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,05	1,00

Les valeurs de la variation de la consommation horaire sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau III.5 : La consommation horaire

Localité	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)	$K_{max.h}$ (m ³ /h)	β_{max}	α_{max}	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)
Baraki ville	2158,41	1,37	1,05	1,30	1581,26

c) Régime de distribution de débit journalier

Tableau III.6 : Régime de distribution de débit journalier Baraki ville

$K_{\max.h}$	1,365
0-1	3,00
1-2	3,20
2-3	2,50
3-4	2,60
4-5	3,50
5-6	4,10
6-7	4,50
7-8	4,90
8-9	4,90
9-10	5,60
10-11	4,90
11-12	4,70
12-13	4,40
13-14	4,10
14-15	4,10
15-16	4,40
16-17	4,30
17-18	4,10
18-19	4,50
19-20	4,50
20-21	4,50
21-22	4,80
22-23	4,60
23-24	3,30

III.3.3. Préparation et l'introduction du plan topographique

Le réseau dans WaterCAD est représenté par un ensemble des conduites reliées par des nœuds, ces nœuds représentent la consommation de l'eau potable dans la réalité.

Des paramètres sont nécessaires à introduire en chaque nœud : la demande en eau, l'élévation et le régime de consommation. Il n'est pas facile d'introduire manuellement ces paramètres élément par élément dans un réseau contenant des milliers des nœuds. C'est pour cela que WaterCAD offre un outil très puissant : le TRex (terrain extractor). A partir d'un fichier contour de format Shp (Shape file) préparé par ArcMap, un terrain virtuel est créé avec les élévations (levé topographique) et importé dans WaterCAD via TRex. De sorte que pour chaque nœud ajouté son élévation va s'actualiser automatiquement.

Le fichier contour est représenté dans la figure suivante :

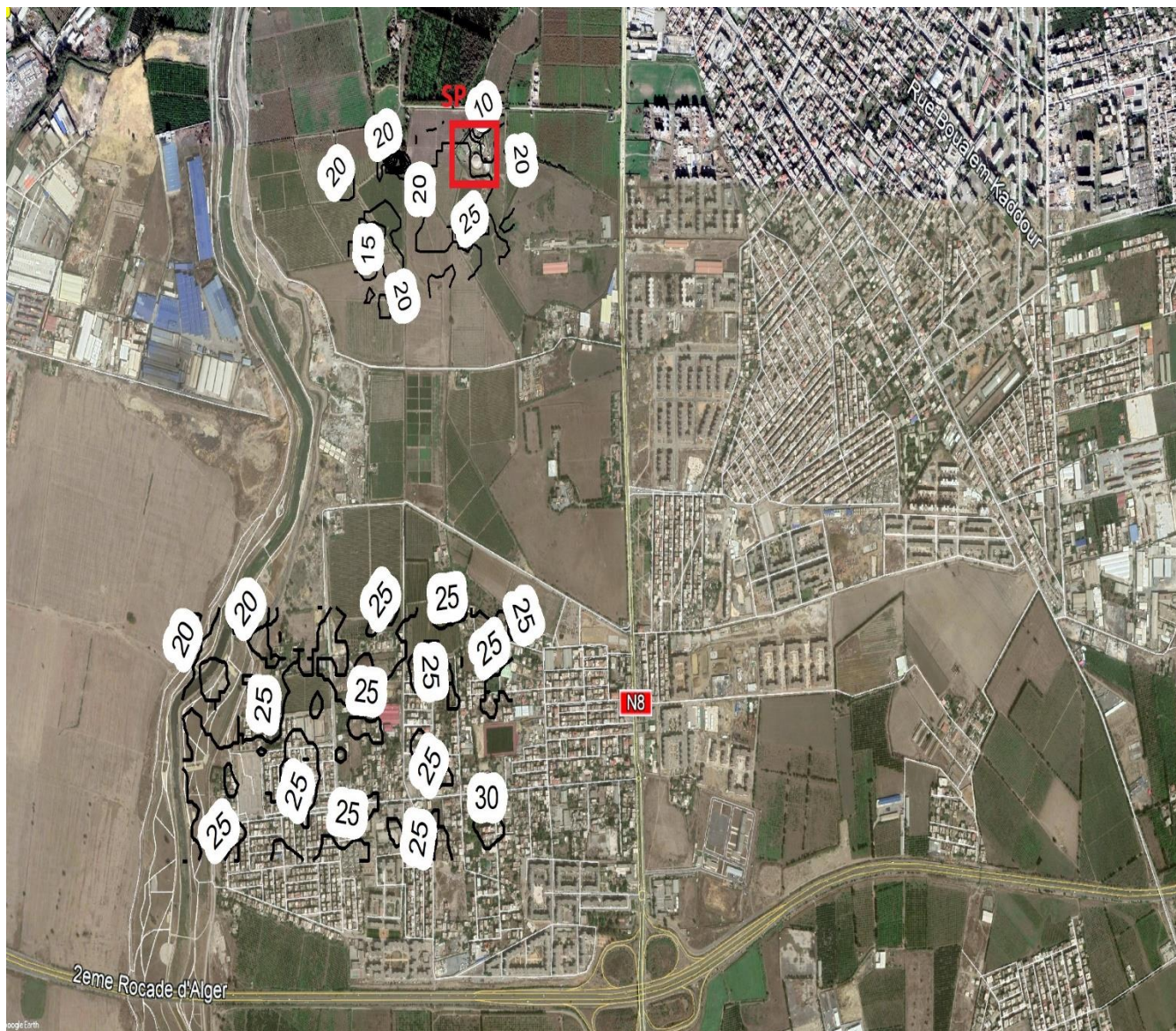


Figure III.6 : Le levé topographique de la région

Les étapes suivies pour importer le Shp dans WaterCAD sont :

- 1- Cliquer sur TRex icône ; La fenêtre dans la figure suivante va apparaître ;

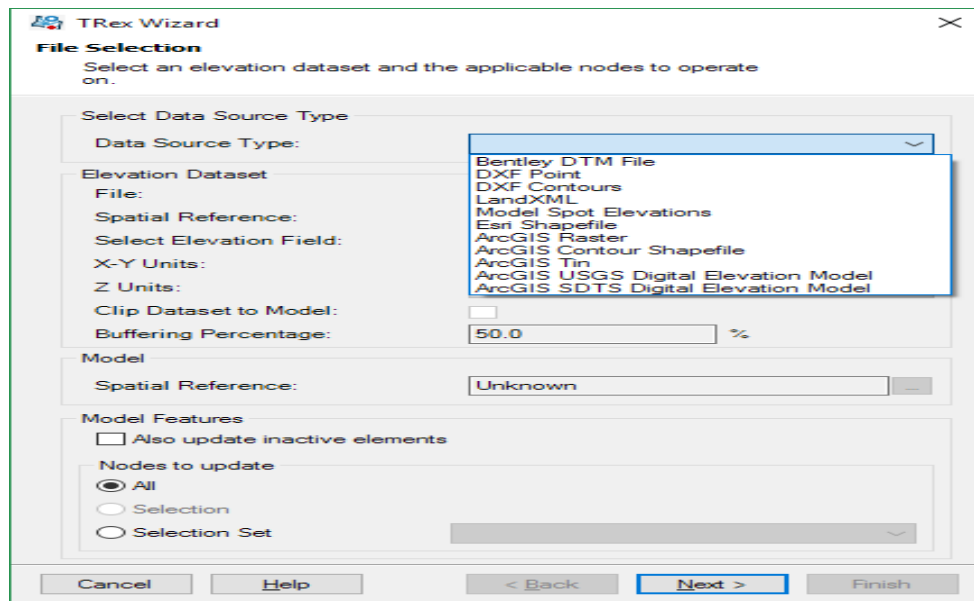


Figure III.7 : TRex icône

- 2- Choisir ESRI Shp comme la source de l'information ;
- 3- Choisir le champ qui représente les élévations dans le fichier Shp ; pour vérifier quels champs aller vers ArcMap, importer le fichier, et voir la table des attributs. Dans notre cas on obtient :

Table

CONTOUR_bentalha_projected

FID	Shape *	OBJECTID	Id	Contour	Shape Leng
0	Polyline	1	1	48	55,373623
1	Polyline	2	2	46	71,097077
2	Polyline	3	3	46	27,686812
3	Polyline	4	4	44	300,641226
4	Polyline	5	5	22	55,373623
5	Polyline	6	6	20	83,060435
6	Polyline	7	7	42	303,825603
7	Polyline	8	8	28	157,290304
8	Polyline	9	9	22	325,929418
9	Polyline	10	10	24	179,284034
10	Polyline	11	11	20	286,296247
11	Polyline	12	12	18	162,199182
12	Polyline	13	13	18	139,752909
13	Polyline	14	14	40	337,222581
14	Polyline	15	15	16	166,12087
15	Polyline	16	16	20	178,292067
16	Polyline	17	17	18	136,041423
17	Polyline	18	18	18	118,148667
18	Polyline	19	19	40	27,174311
19	Polyline	20	20	18	330,341935
20	Polyline	21	21	18	212,237923
21	Polyline	22	22	16	141,071774
22	Polyline	23	23	14	205,275935
23	Polyline	24	24	18	50,731084
24	Polyline	25	25	12	27,686812
25	Polyline	26	26	16	292,110952
26	Polyline	27	27	16	55,373623
27	Polyline	28	28	18	159,330447
28	Polyline	29	29	16	132,557598
29	Polyline	30	30	14	107,735852
30	Polyline	31	31	16	173,315934
31	Polyline	32	32	26	522,849941
32	Polyline	33	33	20	138,771814
33	Polyline	34	34	14	210,008043
34	Polyline	35	35	14	110,747247
35	Polyline	36	36	16	135,032054
36	Polyline	37	37	22	143,833109
37	Polyline	38	38	20	220,569207

(0 out of 1412 Selected)

Figure III.8 : Fichier Shp

- 4- Pour finir la tâche cliquée sur Next ;

III.3.3.1. L'introduction des besoins

Une fois déterminé tous les paramètres nécessaires pour le lancement de la simulation (pré processing), ils sont introduits dans le modèle.

Dans chaque localité la répartition des demandes dans les nœuds sont supposée uniforme, donc chaque nœud aura la même demande qu'il lui sera affecté.

Les régimes de distribution de chaque localité dans chaque nœud sont introduits.

Les étapes suivies sont les suivantes

- 1- cliquez sur  cette icône (Demand Control Center) ;

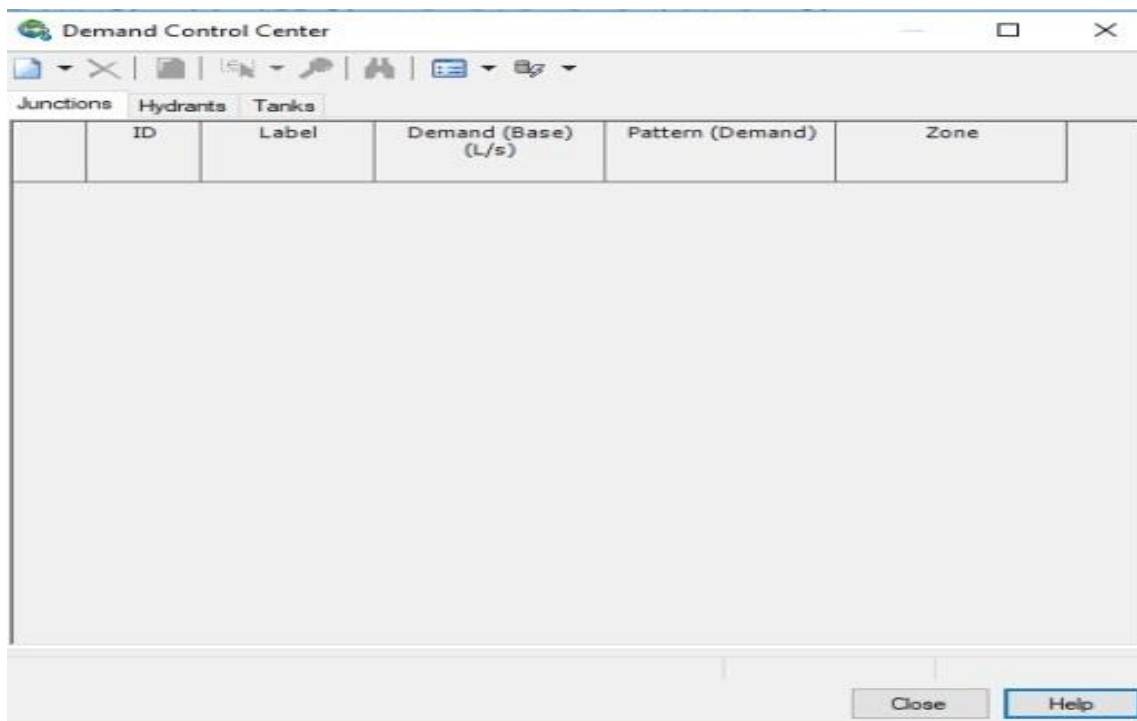


Figure III.9 : Centre de demande de contrôle

- 2- On Clique sur ajouter demandes (add demands)



Figure III.10 : Ajoute de demande



- 3- On Sélectionne chaque localité et on ajoute les demandes.
- 4- Pour ajouter les régimes de distribution, on crée premièrement les régimes (patterns), allant vers Components >  Patterns... pattern



Figure III.11 : Régime de distribution

5- Pour introduire les régimes dans les nœuds  on va vers (Demand Control Center), et on choisit le régime de distribution adéquat.

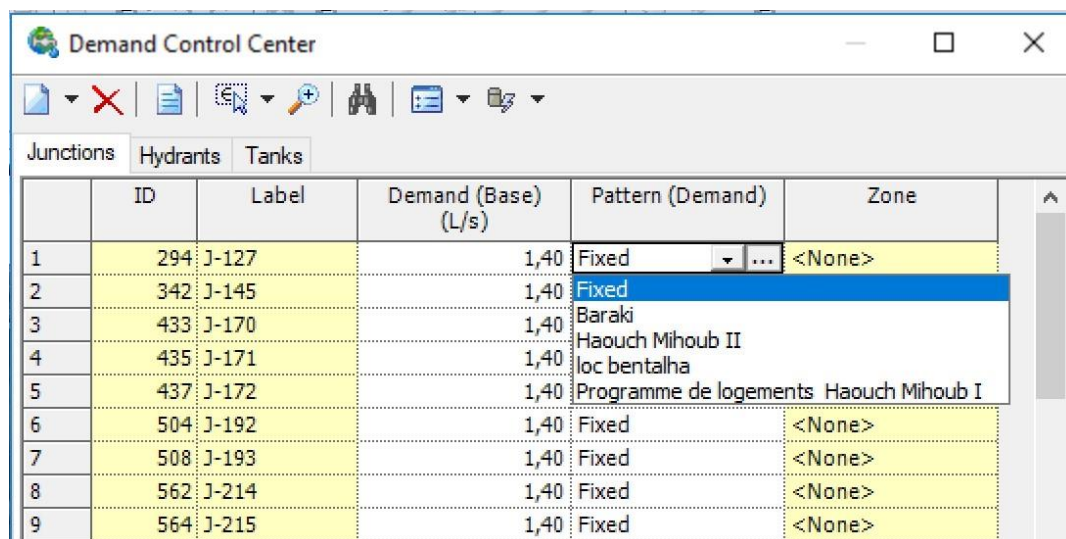


Figure III.12 : réglages de centre de demande de contrôle

La distribution des besoins selon chaque localité est montrée dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : La distribution des besoins selon chaque localité

Localité	Baraki	Programme de logements Haouch Mihoub I	Programme de logements Haouch Mihoub II	Localité Bentalha
Q_{max} (m ³ /h)	2158,41	484,52	292,50	460,29
Q_{max} (l/s)	226,00	2,00	11,00	64,00
Nombre des nœuds	599,56	134,59	81,25	127,86
Demande en eau dans chaque nœud (l/s)	2,65	67,29	7,39	2,00

III.4. Les résultats de la simulation

Après le lancement de la simulation, un message de notification nous alerte que les pompes qui ont été définis précédemment ne sont pas capables de fournir et satisfaire les besoins actuels, et ce qui est évident. En effet, si l'on fait une comparaison entre les besoins maximaux calculés précédemment avec les caractéristiques des pompes dimensionnées par la SEAAL, on constate qu'il y a une grande défaillance.

a) En terme du débit :

Le message de notification est montré dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Les débits fournis et demandés

Temps (heure)	Equilibré	Essais	Débit fourni (l/s)	Débit demandé (l/s)	Débit stocké (l/s)
Tous les pas de temps	true	5	503	955	-452

La fenêtre des notifications aux utilisateurs :

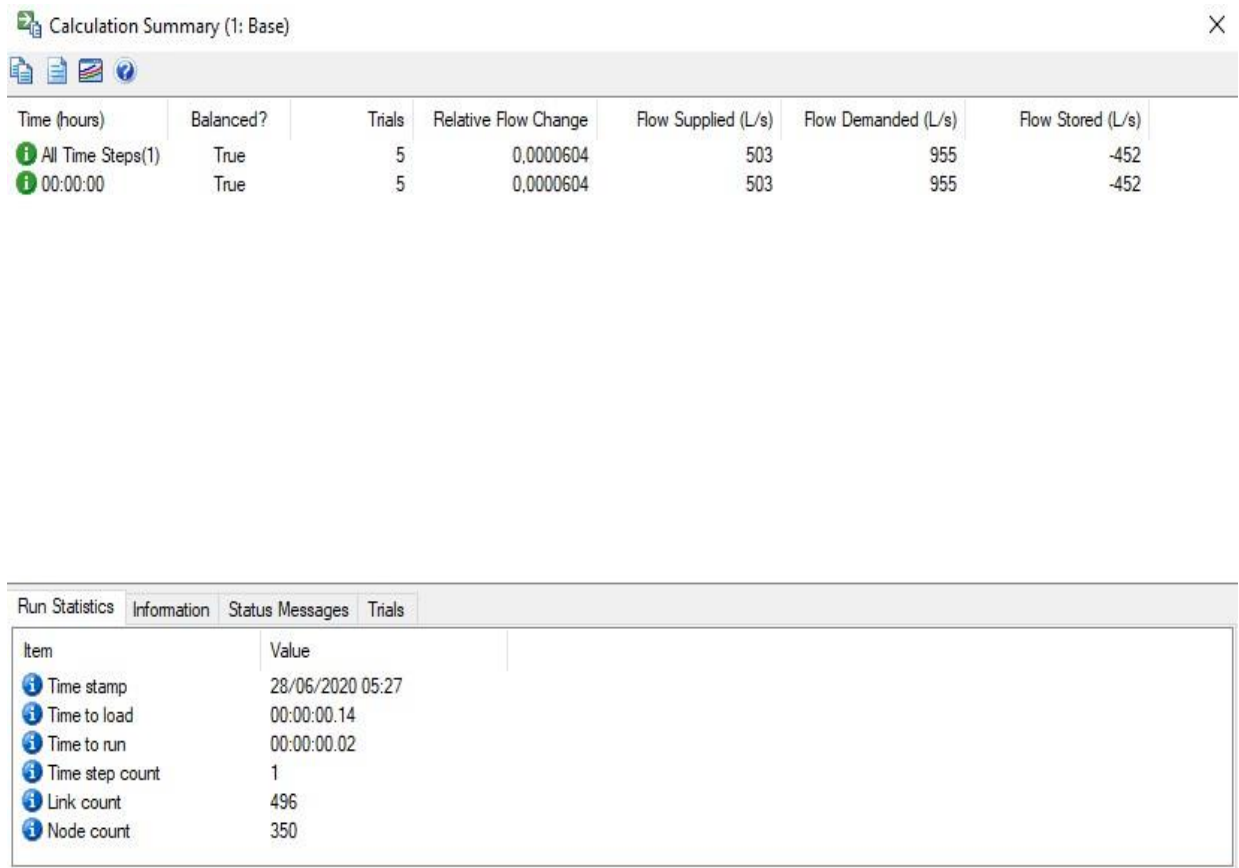


Figure III.13 : Résumé des calculs

b) En termes de pression

Pour afficher les nœuds où il y a sous-pression on clique sur components > network navigator. La fenêtre suivante va apparaître :

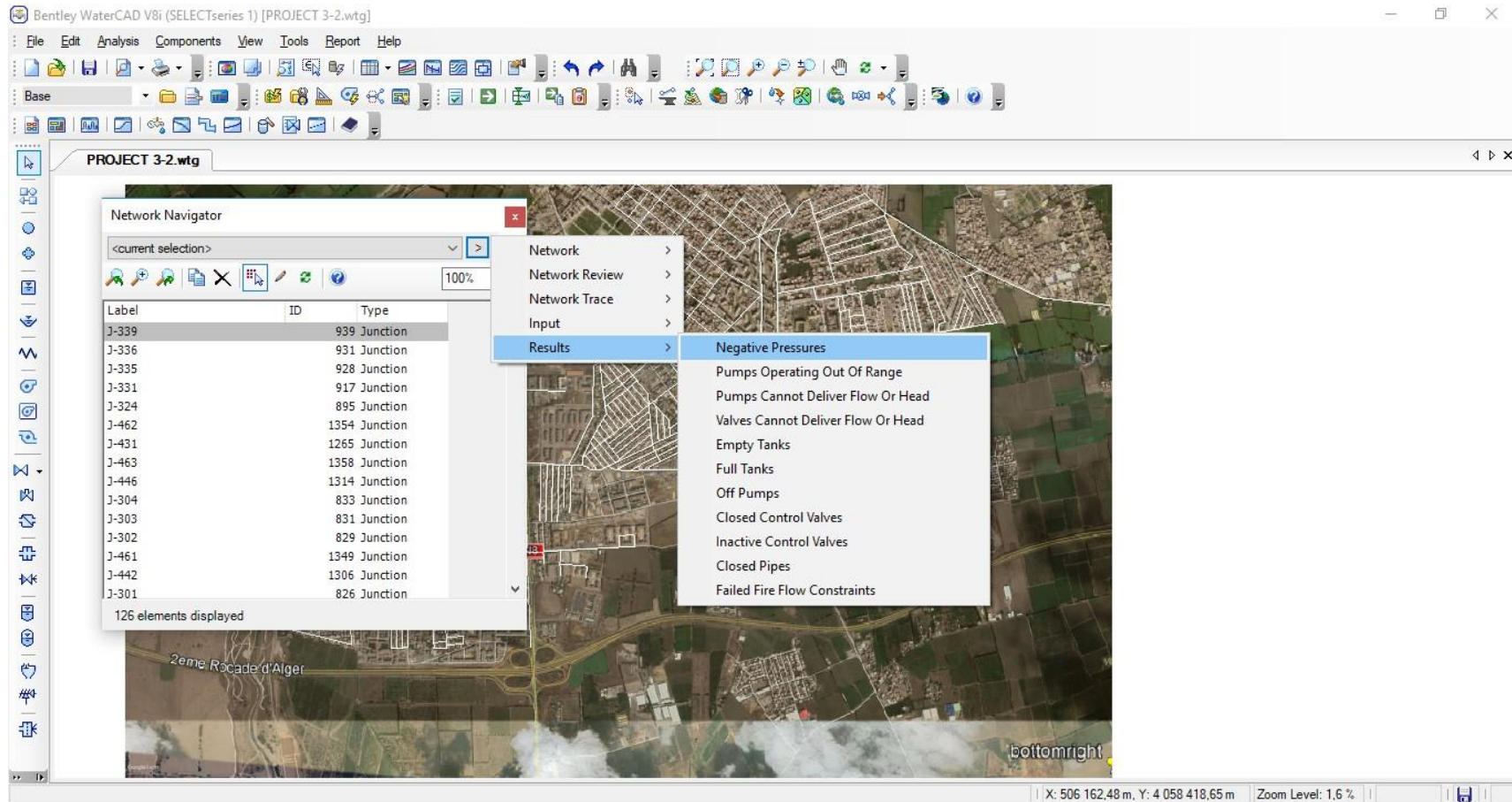


Figure III.14 : Fenêtre de navigateur du réseau

Après cette sélection tous les nœuds sous-pression vont être colorés en rouge.

La figure suivante représente les régions noires en terme de pression, elles sont affichées sous forme des points rouge.

On observe que la majorité de la localité Bentalha est en sous-pression

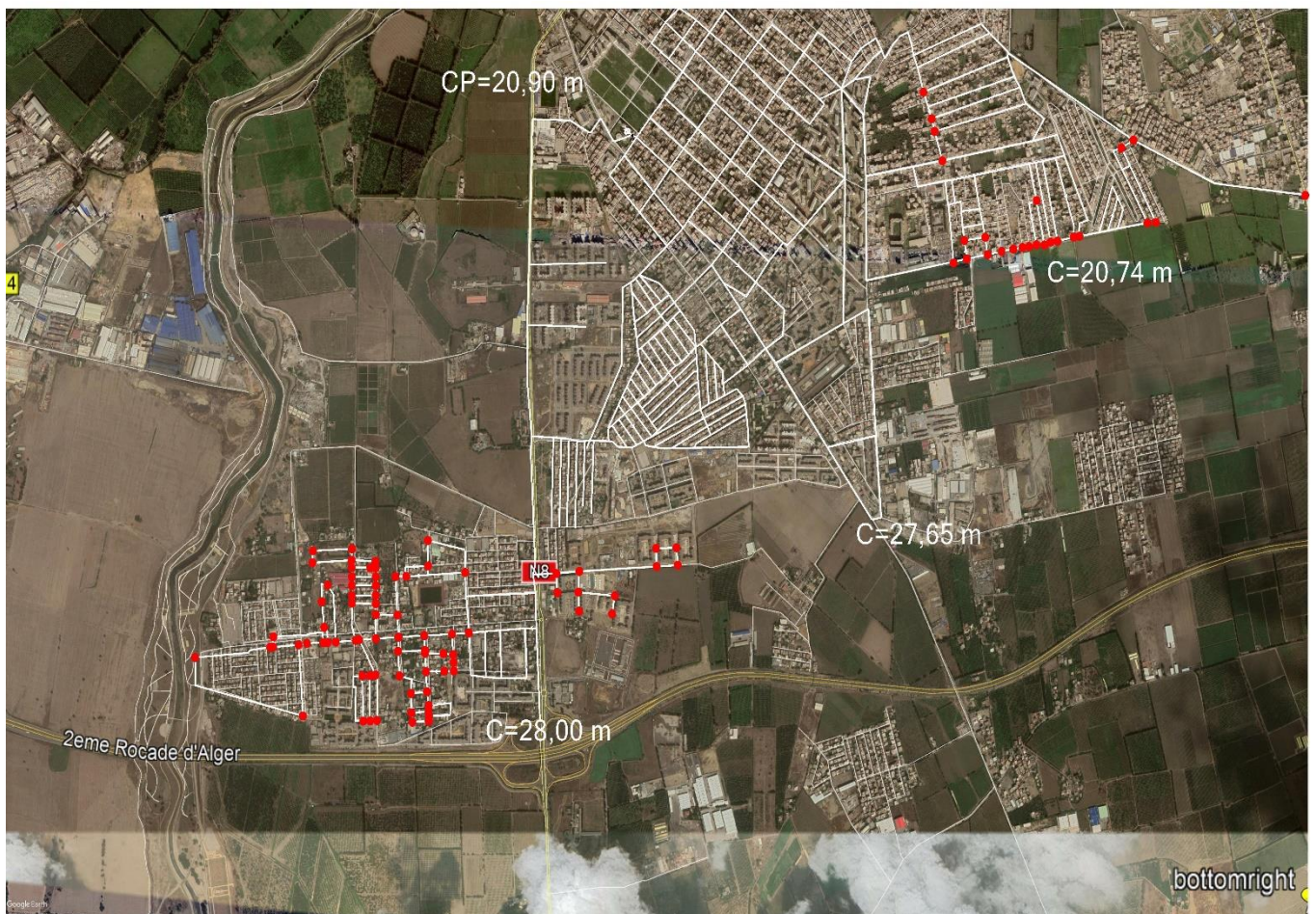


Figure III.15 : Les zones de sous-pression

Et le tableau qui montre les valeurs de la pression est le suivant :

Tableau III-9 : Caractéristiques des nœuds

ID	Label	Elévation (m)	Pression (m H ₂ O)
334	J-142	7,91	34,70
420	J-163	15,70	30,20
418	J-162	14,83	30,20
424	J-165	20,00	29,60
451	J-177	20,21	29,40
1066	J-369	20,60	29,40
426	J-166	22,00	27,70
458	J-179	20,00	27,20
422	J-164	21,24	26,80
447	J-176	21,05	26,20
996	J-361	16,00	22,00
428	J-167	24,00	21,00
1001	J-363	18,00	18,70
342	J-145	18,00	18,00
993	J-360	22,00	16,30
462	J-180	20,00	16,00
294	J-127	20,74	15,60
998	J-362	21,57	15,30
504	J-192	22,34	14,30
508	J-193	22,39	13,50
500	J-191	23,79	12,90
496	J-190	23,64	12,10
100	J-44	23,30	11,70
1135	J-381	15,51	11,40
492	J-189	21,16	10,90
488	J-188	20,16	10,70

890	J-323	20,21	10,60
1148	J-386	16,03	10,40
590	J-223	20,00	10,40
433	J-170	22,12	10,20
1029	J-367	24,20	10,00
277	J-121	24,36	9,80
850	J-312	22,00	9,80
484	J-187	20,58	9,60
435	J-171	22,74	9,40
865	J-316	21,42	9,30
1133	J-380	17,86	9,30
465	J-181	22,00	9,20
793	J-287	26,00	9,10
518	J-197	21,20	9,10
877	J-319	21,69	9,00
470	J-183	22,00	9,00
455	J-178	22,51	9,00
869	J-317	22,00	8,80
873	J-318	22,00	8,80
527	J-201	21,40	8,80
887	J-322	22,00	8,80
564	J-215	21,44	8,70
577	J-219	21,53	8,60
1137	J-382	18,42	8,60
841	J-308	22,00	8,50
474	J-184	21,80	8,40
514	J-195	21,84	8,40
826	J-301	20,05	8,30

715	J-265	21,61	8,30
843	J-309	22,31	8,30
1113	J-373	22,00	8,20
524	J-200	22,00	8,20
516	J-196	22,00	8,10
477	J-185	22,11	8,10
441	J-174	22,00	8,00
805	J-292	23,08	8,00
272	J-120	24,00	8,00
899	J-325	22,00	7,90
856	J-314	22,86	7,70
708	J-263	22,25	7,70
546	J-208	21,07	7,60
439	J-173	22,00	7,50
70	J-25	26,47	7,50
934	J-337	22,45	7,50
542	J-206	22,00	7,40
854	J-313	22,84	7,40
347	J-147	26,87	7,40
839	J-307	23,30	7,30
921	J-332	22,69	7,30
544	J-207	22,00	7,20
704	J-262	22,77	7,20
1168	J-396	20,00	7,10
810	J-294	23,32	7,10
552	J-210	22,00	7,10
835	J-305	22,00	7,00
837	J-306	23,33	7,00

437	J-172	24,72	6,90
833	J-304	21,89	6,90
1109	J-372	23,27	6,90
895	J-324	21,87	6,90
719	J-266	23,08	6,90
469	J-182	24,00	6,80
846	J-310	23,80	6,80
1039	J-368	25,11	6,70
1131	J-379	20,66	6,70
592	J-224	23,48	6,60
903	J-326	23,42	6,60
831	J-303	21,48	6,50
861	J-315	23,83	6,50
848	J-311	24,00	6,50
700	J-261	23,50	6,40
816	J-297	24,00	6,30
103	J-46	28,00	6,20
1484	J-486	28,00	6,20
556	J-211	24,00	6,20
821	J-299	24,00	6,10
943	J-340	24,00	6,10
637	J-238	24,07	6,00
1129	J-378	21,51	6,00
641	J-239	24,05	6,00
911	J-329	24,00	5,90
756	J-277	24,00	5,90
481	J-186	23,87	5,90
739	J-271	24,00	5,90

770	J-281	24,00	5,90
774	J-282	24,00	5,90
789	J-286	24,00	5,90
829	J-302	22,00	5,90
1197	J-407	17,48	5,70
1139	J-383	21,43	5,70
1106	J-371	24,64	5,50
749	J-275	24,47	5,40
1144	J-385	22,00	5,40
1142	J-384	22,00	5,30
1354	J-462	18,00	5,20
1182	J-401	18,00	5,20
560	J-213	24,70	5,20
797	J-288	27,37	5,20
945	J-341	24,81	5,20
646	J-240	24,74	5,20
687	J-257	24,93	5,00
924	J-333	25,01	4,90
906	J-327	25,14	4,80
908	J-328	25,26	4,80
635	J-237	25,33	4,70
683	J-256	25,28	4,70
183	J-91	24,87	4,50
677	J-253	25,46	4,50
562	J-214	25,60	4,30
598	J-226	25,67	4,30
1117	J-374	25,84	4,30
753	J-276	25,77	4,20

586	J-222	26,00	4,10
583	J-221	26,00	4,00
181	J-90	24,89	4,00
602	J-227	26,00	4,00
612	J-230	26,00	4,00
632	J-236	26,00	4,00
746	J-274	26,00	4,00
744	J-273	26,00	3,90
939	J-339	26,00	3,90
665	J-250	26,00	3,90
690	J-258	26,00	3,90
682	J-255	26,00	3,90
568	J-216	26,20	3,90
741	J-272	26,00	3,90
766	J-280	26,00	3,90
777	J-283	26,00	3,90
761	J-278	26,00	3,90
1150	J-387	20,46	3,90
722	J-267	26,12	3,80
785	J-285	26,21	3,70
649	J-241	26,26	3,70
1192	J-405	19,54	3,70
650	J-242	26,30	3,60
712	J-264	26,36	3,60
726	J-268	26,39	3,60
1102	J-370	26,56	3,50
660	J-249	26,43	3,50
616	J-231	26,50	3,50

734	J-269	26,47	3,40
1180	J-400	20,05	3,40
736	J-270	26,51	3,40
1211	J-411	19,70	3,30
595	J-225	26,71	3,30
1199	J-408	20,16	3,10
656	J-246	26,91	3,00
1187	J-403	20,27	3,00
654	J-245	27,02	2,90
625	J-234	27,08	2,90
573	J-218	27,36	2,70
558	J-212	27,43	2,60
289	J-124	26,19	2,60
1175	J-398	21,00	2,50
291	J-125	28,00	2,40
571	J-217	27,67	2,40
580	J-220	27,54	2,40
1303	J-441	21,07	2,40
917	J-331	27,65	2,30
781	J-284	27,66	2,30
605	J-228	27,74	2,20
1152	J-388	21,69	2,20
282	J-122	24,58	2,00
609	J-229	27,93	2,00
1277	J-434	20,70	2,00
680	J-254	27,95	2,00
628	J-235	28,00	2,00
621	J-233	28,00	2,00

669	J-251	28,00	1,90
693	J-260	28,01	1,90
673	J-252	28,00	1,90
653	J-244	28,00	1,90
657	J-247	28,00	1,90
659	J-248	28,00	1,90
928	J-335	28,00	1,90
763	J-279	28,00	1,90
1311	J-444	20,74	1,80
1320	J-448	20,97	1,60
1215	J-412	21,20	1,40
1166	J-395	22,87	1,40
931	J-336	28,56	1,40
1316	J-447	21,35	1,20
1154	J-389	22,57	1,00
1292	J-438	21,68	1,00
286	J-123	26,49	0,90
1296	J-439	21,84	0,80
160	J-78	26,28	0,80
1258	J-429	22,00	0,70
1262	J-430	22,00	0,70
1307	J-443	22,00	0,70
1265	J-431	22,00	0,70
1299	J-440	22,00	0,70
1235	J-420	22,00	0,70
1273	J-433	22,00	0,70
1230	J-418	22,00	0,60
1225	J-416	22,00	0,60

1220	J-414	22,00	0,60
1158	J-391	22,66	0,60
1332	J-453	22,00	0,60
1349	J-461	22,00	0,60
1346	J-460	22,00	0,60
1312	J-445	22,00	0,60
1323	J-449	22,00	0,60
1314	J-446	22,00	0,60
1288	J-437	22,27	0,40
119	J-55	22,75	0,20
64	J-22	25,09	0,10
1164	J-394	23,22	0,00
228	J-109	23,07	-0,10
1156	J-390	23,47	-0,10
1344	J-459	22,96	-0,30
1160	J-392	23,70	-0,50
1281	J-435	23,24	-0,50
166	J-81	26,90	-0,70
1327	J-450	23,33	-0,80
45	J-11	26,00	-0,90
1306	J-442	23,79	-1,10
1256	J-428	24,00	-1,30
1284	J-436	24,00	-1,30
1254	J-427	24,00	-1,30
1269	J-432	23,93	-1,30
1252	J-426	24,00	-1,30
1250	J-425	24,00	-1,40
1248	J-424	24,00	-1,40

113	J-52	25,04	-1,40
1328	J-451	24,00	-1,40
1330	J-452	24,00	-1,40
224	J-107	22,40	-1,60
1238	J-421	24,46	-1,90
1233	J-419	24,57	-2,00
1162	J-393	25,34	-2,10
1246	J-423	24,81	-2,20
1358	J-463	25,10	-2,50
1228	J-417	25,32	-2,70
1223	J-415	25,96	-3,30
1244	J-422	26,00	-3,40
1218	J-413	26,00	-3,40
223	J-106	23,44	-4,20
978	J-353	23,33	-9,10
1126	J-377	25,19	-11,00
1124	J-376	25,80	-11,10
1121	J-375	26,00	-11,30
970	J-350	25,30	-11,40
987	J-357	26,00	-11,80
989	J-358	26,00	-11,90
991	J-359	26,00	-11,90
974	J-352	26,00	-12,10
972	J-351	26,00	-12,10
968	J-349	26,00	-12,10
173	J-85	27,26	-16,30
78	J-30	25,62	-18,90
93	J-40	26,15	-19,10

123	J-58	26,87	-19,40
1414	J-475	24,00	-20,80
149	J-72	24,97	-21,10
236	J-112	24,00	-21,10
164	J-80	25,04	-21,10
1416	J-476	24,38	-21,20
110	J-50	26,00	-21,90
216	J-103	26,32	-22,00
1442	J-481	25,31	-22,00
141	J-68	26,00	-22,10
146	J-70	25,40	-22,20
1445	J-482	25,55	-22,30
198	J-97	25,65	-22,40
53	J-15	26,00	-22,60
210	J-100	27,85	-23,40
1421	J-477	26,64	-23,50
201	J-98	27,15	-23,90
33	J-6	25,29	-24,00
127	J-60	24,67	-24,10
311	J-134	18,00	-31,50
27	J-2	21,15	-32,10
89	J-37	22,07	-33,00
73	J-27	25,25	-33,40
151	J-73	26,00	-33,40
133	J-63	24,00	-33,50
1372	J-467	23,85	-34,70
259	J-115	24,00	-34,80
30	J-4	24,10	-34,80

129	J-61	24,70	-34,80
59	J-19	24,01	-34,90
1437	J-480	24,00	-34,90
261	J-116	24,29	-35,10
212	J-101	22,00	-35,40
185	J-92	25,56	-35,70
213	J-102	22,34	-35,80
176	J-87	25,34	-36,00
36	J-8	25,36	-36,00
86	J-35	25,32	-36,20
1392	J-469	26,00	-36,20
169	J-83	25,62	-36,50
156	J-76	23,59	-36,50
105	J-47	26,00	-36,50
1403	J-472	26,42	-36,60
1396	J-470	26,47	-36,70
67	J-23	25,93	-36,70
49	J-14	26,00	-36,90
309	J-133	26,69	-36,90
297	J-128	24,00	-37,50
1367	J-466	24,00	-37,50
83	J-33	24,00	-37,50
1399	J-471	28,00	-38,20
1410	J-474	28,00	-38,20
269	J-119	26,17	-39,30
136	J-65	26,73	-39,40
234	J-111	26,82	-39,90
95	J-41	27,02	-40,10

116	J-53	26,94	-40,20
1363	J-465	29,12	-42,60

Conclusion

Après le diagnostic, on trouve que la majorité de la localité Bentalha est située dans la zone noire (sous-pression). Donc il est nécessaire de renforcer le réseau actuel pour assurer l'alimentation en eau potable selon les normes, c'est pour ça une nouvelle station de surpression, et dans le chapitre suivant le dimensionnement de cette dernière.

Chapitre IV :
Evaluation des besoins en eau des localités

Chapitre IV : Evaluation des besoins en eau des localités

Introduction

Avant d'aller vers le dimensionnement de la station de pompage, il faut premièrement déterminer le débit à pomper, et pour cela il faut estimer les besoins en eau grâce à un recensement de toutes les catégories de consommations unitaires.

IV.1. Estimation de la population

Pour l'estimation de la population dans les différents horizons, on va procéder à l'application de la relation de l'accroissement géométrique, qui s'écrit comme suit [*Bourrier & selmi, 2011*] :

$$\frac{P_1}{P_0} = (a + 1)^n \quad \dots\dots\dots \text{(IV-01)}$$

Où,

$$a = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{\frac{1}{n}} - 1 \quad \dots\dots\dots \text{(IV-02)}$$

Avec, P_0 : Population ou consommation d'eau à l'horizon origine ;

P_1 : Population ou consommation d'eau à l'horizon proche pour le passé et/ou à l'horizon projeté ;

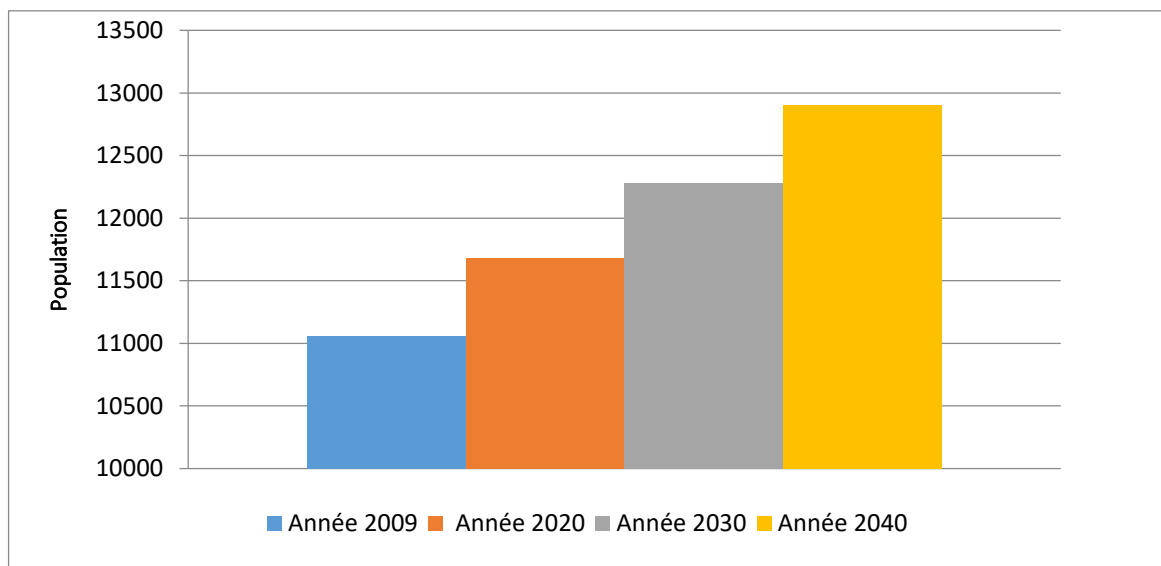
a : Taux d'accroissement ;

n : Nombre d'années calculé par différence entre l'horizon considéré (proche ou projeté) et l'horizon d'origine.

Le tableau suivant résume les populations des différents horizons.

Tableau IV-1 : Evolution de la population de la localité de Bentalha pour différents horizons

Horizon	2009	2020	2030	2040
Habitants	11056	11680	12277	12905

**Figure IV.1** : Histogramme de l'évolution de la population

IV.2. Détermination de la consommation moyenne journalière

On détermine la consommation moyenne journalière en tenant en compte des différents paramètres qui entrent en jeu, comme (*Zerarga, 2009*).

- ✓ Les besoins domestiques ;
- ✓ Les besoins sanitaires ;
- ✓ Les besoins administratifs ;
- ✓ Les besoins scolaires ;
- ✓ Les besoins pour l'arrosage,...etc.

IV .2.1. Besoins domestiques

On détermine les besoins domestique en utilisant la formule (III-03) présentée dans le chapitre III.

IV.2.1.1. Norme de consommation

La dotation moyenne par habitant se diffère selon plusieurs critères, par exemple le niveau de vie l'agglomération et la densité de la population ... etc.

Des recommandations internationales proposent une répartition de la dotation moyenne par jour comme indiqué au tableau IV-2.

Tableau IV-2 : Normes de la consommation

Nombre d'habitants	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5000 à 20000	150 à 200
De 20000 à 100000	200 à 300
Supérieur à 100000	300 à 400

D'après la norme de la consommation, on adopte 200 (l/hab/j) comme dotation journalière de l'agglomération étudiée.

Le tableau suivant résume la consommation moyenne journalière des deux horizons actuel et futur.

Tableau IV-3 : Résumé de la consommation moyenne journalière des différents horizons

Localité		Population	Dotation (l/hab/j)	Consommation (m ³ /j)
Programme de logements Haouch Mihoub I		26100	200	5220
Programme de logements Haouch Mihoub II		15000	200	3000
Localité Bentalha	Horizon			
	2020	24088	200	4817,60
	2030	24685	200	4937,00
	2040	25313	200	5062,60

IV.2.2. Besoins public

IV.2.2.1. Besoins du secteur de l'enseignement

L'étude du récent PDAU de la ville de Baraki (plan de directeur d'aménagement et d'urbanisme) nous a permis de prendre en considération les résultats de toute la population scolaire (Tableau IV-4).

Tableau IV-4 : Détermination des besoins en eau du secteur de l'enseignement

Equipements	Effectif	Dotation (l/j/occup)	Besoin en eau (m ³ /j)
Primaires (8)	3771	15 (l/j/élève)	56,60
CEM (3)	1500	15 (l/j/élève)	22,50
Lycée (1)	900	15 (l/j/élève)	13,50
Total			92,60

IV.2.2.2. Besoins de secteur de la santé

Le domaine sanitaire de la commune de Bentalha est couvert par une salle de soins et deux polycliniques.

Tableau IV-5 : Besoins en eau sanitaires

Equipements	Effectif	Dotation (l/j/occup)	Besoin en eau (m ³ /j)
Polyclinique (2)	30 employés	50 l /j/patient	2,30
Salle de soins(1)	+		
Laboratoires d'analyse	15 lits		

IV .2.2.3 Besoins en eau d'arrosage

Les Besoins en eau d'arrosage sont donnés dans le tableau IV-6.

Tableau IV-6 : Besoins d'arrosage

Equipements	Effectif	Dotation (l/j/m ²)	Besoin en eau (m ³ /j)
-------------	----------	--------------------------------	--------------------------------------

Jardin publique	500 m ²	10	5
-----------------	--------------------	----	---

IV.2.2.4 Besoins administratifs

Les Besoins en eau administratifs sont donnés dans le tableau IV-7.

Tableau IV-7 : Besoins en eau administratifs

Equipements	Effectif	Dotation (l/j/m ²)	Besoin en eau (m ³ /j)
Annexes administratifs (2)	300 m ²	10	3,00
Post police (2)	300 m ²	10	3,00
Protection civil	450 m ²	10	4,50
Bureau de poste (2)	200 m ²	10	2,00
Total			12,50

IV .2.2.4. Besoins en eau des annexes sportifs

Les Besoins en eau des annexes sportifs sont donnés dans le tableau IV-8.

Tableau IV-8 : Besoins en eau des annexes sportifs

Equipements	Effectif	Dotation (l/j/m ²)	Besoin en eau (m ³ /j)
Stade communale	450 m ²	10	4,50
Mini complexe	200 m ²	10	2,00
Total			6,50

IV.2.2.5. Besoins pour les activités socioculturelles

Les Besoins en eau pour les activités socioculturelles sont donnés dans le tableau IV-9.

Tableau IV-9 : Besoins en eau des activités socioculturelles

Equipements	Effectif	Dotation	Besoin en eau (m ³ /j)
Mosquée (2)	2000 fidèles	10 (l/j/ fidèle)	20,00
Maison de jeune	200 usagers	10 (l/j/ usager)	2,00
Bibliothèque	50 usagers	10 (l/j/ usager)	0,50
Total			22,50

IV.2.3 Récapitulation des besoins en eaux

Les besoins en eau à l'horizon futur pour la localité de Bentalha se résument dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : Récapitulation des besoins en eaux

Catégorie des besoins	Consommation (m ³ /j)
Domestiques	5062,60
Service d'enseignement	92,60
Sanitaire	2,30
Arrosage	5,00
Administratifs	12,50
Annexes sportifs	6,50
Socio.culturels	22,50
Total	5204,00

IV.3. Majoration de la consommation moyenne journalière (Benmamar, 2020)

Les pertes sont de l'ordre de 20 % de la consommation totale moyenne avec des valeurs souvent élevées pour les agglomérations qui ont des réseaux de distribution âgées ou en mauvais état.

Des pertes inévitables d'eau sont dues aux :

- ✓ Lavage des filtres dans les stations de traitement ;
- ✓ Fuites dans le système de l'adduction et de distribution qui sont en fonction du type de conduite, le vieillissement de réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien ;
- ✓ Fuites chez les consommateurs (robinets) ;
- ✓ La consommation non quantifiée (illégale) ;

On effectue une majoration de 20% suivant les deux formules (III-04) et (III-05).

Le débit majoré pour divers horizons est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau IV-11 : Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons

Localité		$Q_{moy,j}$	Débit des fuites	Débit majorée journalière
		(m^3/j)	(m^3/j)	(m^3/j)
Programme de logements Haouch Mihoub I		5220	1044	6264
Programme de logements Haouch Mihoub II		3000	600	3600
Localité Bentalha	Horizon			
	2020	4959,00	991,80	5950,80
	2030	5078,40	1015,68	6094,08
	2040	5204,00	1040,80	6244,80

IV.4. Etude des variations de la consommation

IV.4.1. Variation annuelle à long terme

La consommation d'une agglomération dans les premières années suivant la mise en service du réseau est très faible en raison de :

- ✓ Un manque d'installation sanitaire dans les meubles dont le développement est lent ;
- ✓ Mode d'alimentation du bétail dans les exploitations agricoles marginales.

Les variations à long terme résultent de la superposition de trois phénomènes :

- ✓ Rattrapage de la sous consommation initiale ;
- ✓ L'augmentation générale de la consommation due à l'évolution du niveau de vie ;
- ✓ Augmentation de la population et des activités économiques.

IV.4.2. Variation mensuelle

La population saisonnière peut modifier de façon considérable les besoins en eau d'une agglomération rurale même son importance relative est assez faible. Les besoins spécifiques

sont supérieurs à cause de la population sédentaire. Il peut en résulter une surconsommation surtout pendant le mois d'été.

IV.4.3. Variation journalière

La variation journalière est selon le jour de la semaine le plus chargé.

IV.4.3.1. La consommation maximum journalière ($Q_{max,j}$)

Pour tenir en compte la consommation journalière, il existe un coefficient dit coefficient d'irrégularité journalière $K_{max,j}$ défini par le rapport suivant :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{maj,j}}$$

Donc le débit maximal journalier est égal à :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{maj,j}$$

Avec, $Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m^3/j) ; $Q_{maj,j}$: débit moyen journalier majoré en (m^3/j) ; $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximal dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 1,1 ÷ 1,3.

Pour le cas de notre étude, nous avons pris $K_{max,j} = 1,2$.

Les résultats sont résumés dans le tableau IV-12 :

Tableau IV-12 : Récapitulatif des besoins maximaux journaliers pour divers horizons

Localité		$Q_{moy,j}$	Débit journalier majoré	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$
		(m^3/j)	(m^3/j)	/	(m^3/j)
Programme de logements Haouch Mihoub I		5220	6264	1,2	7516,80
Programme de logements Haouch Mihoub II		3000	3600	1,2	4320,00
Localité Bentalha	Horizon				
	2020	4959,00	5950,80	1,2	7140,96
	2030	5078,40	6094,08	1,2	7312,90
	2040	5204,00	6244,80	1,2	7493,76

IV.4.4. Variation horaire

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée, ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$ dit respectivement coefficient de consommation maximale horaire et coefficient de consommation minimale horaire.

$$K_{max.h} = \frac{Q_{max.h}}{Q_{moy.h}}$$

La consommation moyenne horaire est donnée comme suit :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24}$$

Donc la consommation maximale horaire est :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h}$$

Avec, $Q_{max.h}$: consommation maximale horaire en (m³/s) ; $Q_{moy.h}$: consommation moyenne horaire en (m³/s) et $K_{max.h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Le coefficient d'irrégularité maximale horaire est donné par la relation suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec, α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

Le tableau suivant donne la variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants :

Tableau IV-13 : Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant 10 ³	< 1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300	>1000
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,05	1,00

Les valeurs de la variation de la consommation horaire pour divers horizons sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-14 : Consommation horaire pour divers horizons

Localité	$Q_{moy.h}$	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$
----------	-------------	----------------	---------------	-------------	-------------

		(m ³ /h)		/	/	(m ³ /h)
Programme de logements Haouch Mihoub I		313,20	1,30	1,19	1,55	484,52
Programme de logements Haouch Mihoub II		180	1,30	1,20	1,63	292,50
Localité Bentalha	Horizon					
	2020	297,54	1,30	1,19	1,55	460,29
	2030	304,70	1,30	1,19	1,55	471,38
	2040	7493,76	1,30	1,19	1,55	483,04

Les valeurs de β_{\max} données dans le tableau sont tirées en utilisant une interpolation.

IV.4.5. Régime de distribution de débit journalier

Tableau IV-15 : Consommation journalière pour divers horizons

Localité	Programme de logts Haouch Mihoub I	Programme de logts Haouch Mihoub II	Localité Bentalha
$K_{\max.h}$	1,55	1,63	1,55
0-1	1,38	1,18	1,38
1-2	1,38	1,18	1,38
2-3	1,38	1,18	1,38
3-4	1,38	1,18	1,38
4-5	2,38	2,18	2,38
5-6	3,38	3,18	3,38
6-7	4,63	4,83	4,63
7-8	5,75	6,15	5,75
8-9	6,31	6,41	6,31
9-10	6,06	5,76	6,06

10-11	5,81	5,11	5,81
11-12	6,06	5,76	6,06
12-13	5,50	6,30	5,50
13-14	5,50	6,30	5,50
14-15	5,50	5,50	5,50
15-16	5,63	5,03	5,63
16-17	5,75	5,35	5,75
17-18	5,75	6,15	5,75
18-19	5,38	5,98	5,38
19-20	4,63	4,83	4,63
20-21	4,13	4,33	4,13
21-22	3,00	3,00	3,00
22-23	2,00	2,00	2,00
23-24	1,38	1,18	1,38

Conclusion

A travers ce chapitre, on a fait une estimation générale des besoins en eau de la zone étudiée, le débit calculé est utilisé dans le chapitre suivant pour déterminer les caractéristiques de la station de pompage

Pour compenser le débit des fuites, on a majoré la consommation moyenne journalière et puis calculé le débit maximum journalier avec $K_{\max,j} = 1,2$.

Chapitre V :
Caractéristiques techniques de la station de
surpression

Chapitre V : Caractéristiques techniques de la station de surpression

Introduction

La topographie de la zone du projet et le relief accidenté conditionne l'implantation de la station de pompage, ce qui nous amène à utiliser une pompe qui aspirera le fluide d'un point bas à basse pression pour le refouler vers un autre point à une plus grande pression, en transformant l'énergie mécanique de son moteur en énergie hydraulique par le biais d'une alimentation par énergie électrique.

V.1. Classification des pompes (*Djoukam, 1999*)

Les pompes sont classées comme suit :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ❖ Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales
 - Pompes centrifuges semi axial
- ❖ Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon
 - A diffuseur circulaire ou type burine
- ❖ Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire
 - Multicellulaire
- ❖ Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal
 - Pompe à axe vertical

V.2. Choix des pompes

Le choix du type de pompe à installer se fait de façon à :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale ;
- Assurer un rendement maximum ;
- Une vitesse de rotation importante ;
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.

V.3. Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes (figure V.1).

V.3.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit (figure V.1).

V.3.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit (figure V.1).

V.3.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits, elle est donnée dans la figure (V.1).

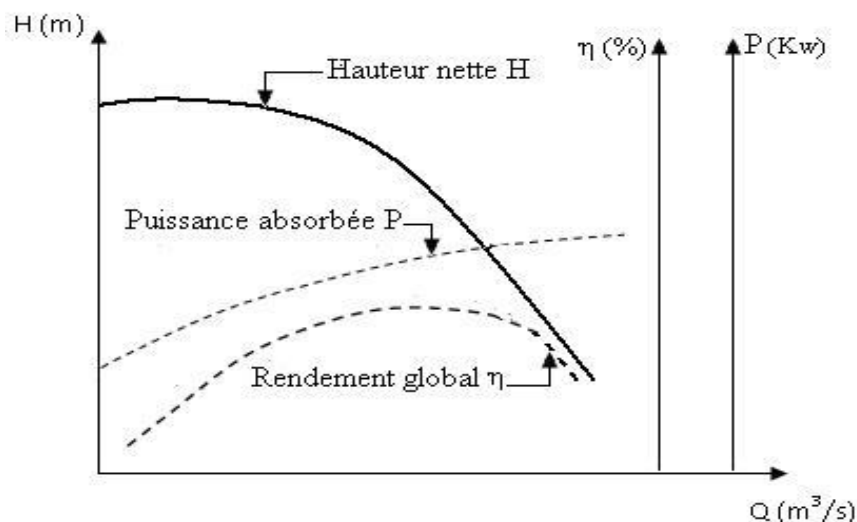


Figure V.1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V.4. Le point de fonctionnement d'une pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ».

Lorsque le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déjà définis, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail de notre projet.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par modification de l'une des caractéristiques suivantes :

V.4.1. Première variante : Réduction où augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré, pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pour un temps de fonctionnement de 20h est :

$$V = 20 Q_1 \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots (V-01)$$

Il est obtenu après refoulement de Q pendant un temps T.

$$T = 20 \frac{Q_1}{Q_2} \dots\dots\dots (V-02)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{Q g H}{\eta} \quad (\text{Kw}) \dots\dots\dots (V-03)$$

η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

V.4.2. Deuxièmes variantes : Régulation par étouffement (Le vannage)

La régulation par refoulement consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge et ainsi obtenir le débit Q_1 .

La puissance absorbée est donnée par :

$$P_a = \frac{Q_1 g H'}{\eta} \quad (\text{Kw}) \dots\dots\dots (V-04)$$

Avec,

$$H' = H_1 + h \dots\dots\dots (V-05)$$

Où, h : perte de charge engendrée par vannage en (m), H' : la distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe et η : le rendement de la pompe.

V.4.3. Troisièmes variantes : Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite passant par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_2 (Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré.

On a alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \dots\dots\dots(V-06)$$

Avec, m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) est :

$$r = 1 - m (\%) \dots\dots\dots (V-07)$$

La puissance absorbée par la pompe est décrite dans la formule (V-03).

V.4.4. Quatrièmes variantes : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (Courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 (Figure V.2) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$, on a alors :

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{Tr/min}) \dots\dots\dots (V-08)$$

Et la puissance absorbée par la pompe est donnée par :

$$P_a = \frac{Q_1 g H_1}{\eta} \quad (\text{Kw}) \dots\dots\dots (V-09)$$

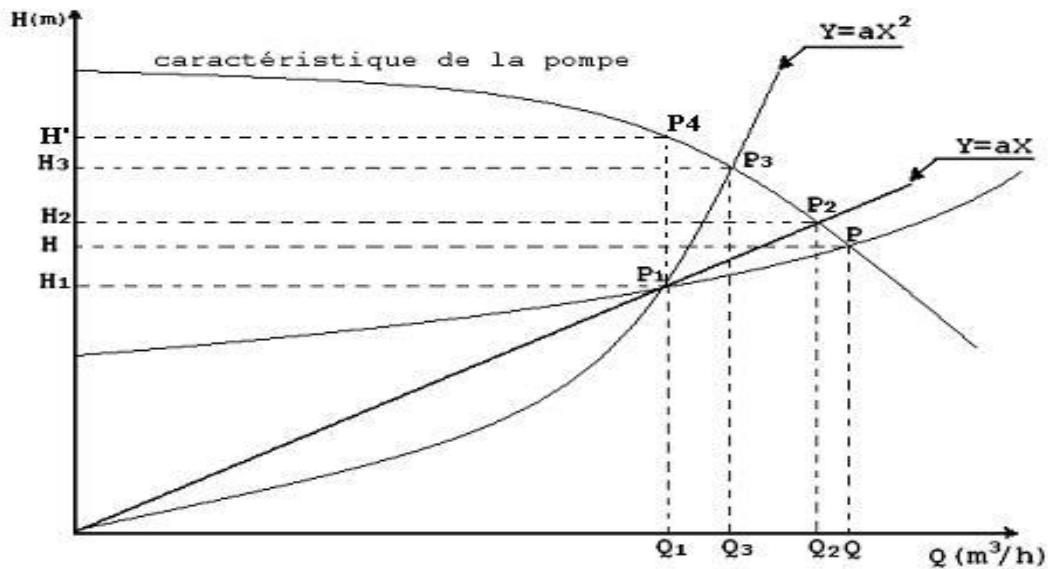


Figure V.2 : Recherche du point de fonctionnement désiré

V.5. Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon qu'il est recherché d'augmenter la hauteur d'élévation ou le débit.

V.5.1. Couplage en série

Dans un couplage en série, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde, le même débit traverse les deux pompes, les hauteurs engendrées s'ajoutent.

La caractéristique débitante globale est obtenue en faisant, pour chaque débit, la somme des ordonnées correspondant aux hauteurs engendrées par elles.

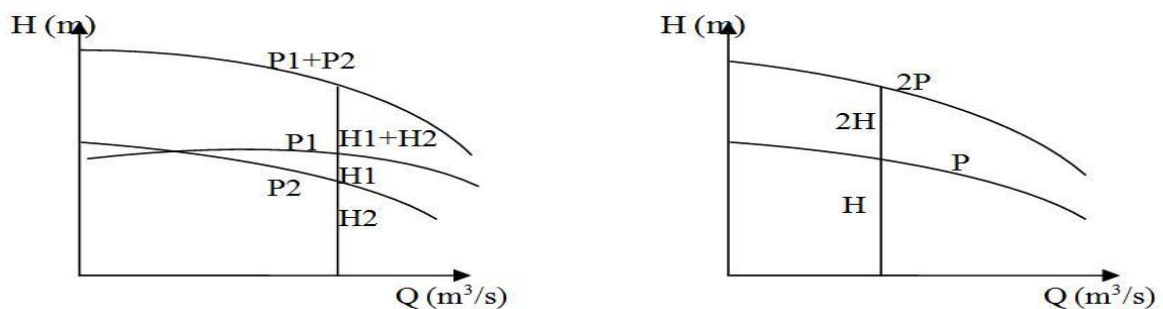


Figure V.3 : Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en série

V.5.2. Couplage en parallèle

Dans un couplage en parallèle, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation totale et réunissent l'eau refoulée dans une même canalisation, le débit a refoulé est la somme des débits des pompes mis en parallèle.

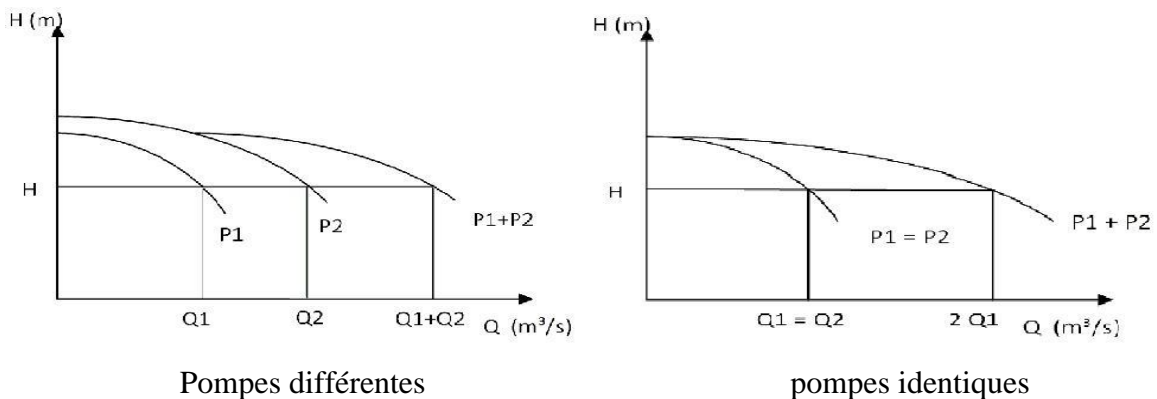


Figure V.4 : Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en parallèle

V.6. Phénomène de la cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme alors des poches de vapeur d'eau qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se renfermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. Ce phénomène doit être pris en considération surtout dans des installations en dépression.

Afin d'éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ donnée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur.

Le NPSH requis $(NPSH)_r$ est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

Il dépend de :

- Type de la pompe,
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible (NPSH)_d est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation : (NPSH)_d > (NPSH)_r

- Pour l'alimentation en charge, on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) \dots\dots\dots (V-10)$$

- Pour l'alimentation en dépression, on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v) \dots\dots\dots (V-11)$$

Avec, H_a : Hauteur d'aspiration en (m), J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ; $\frac{P_0}{g \times \rho}$: pression en mètre de colonne d'eau du plan d'aspiration en (m) et T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

V.7. La modélisation

V.7.1. Méthode du calcul de la perte de charge

WaterCAD offre trois méthodes différentes pour le calcul de la perte de charge à travers les conduites :

- ✓ **Formule de Manning Strickler**

$$\Delta H = \frac{10,29 \times Q^2}{K_S \times D^{\frac{16}{3}}} L \dots\dots\dots (V-12)$$

Avec, Q : débit (m³/s) ; K_S : Coefficient de MS dépendant de la rugosité interne donnée par des tables en fonction de la nature du tuyau ; D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ; L : Longueur de la conduite en (m) et ΔH : Perte de charge en (m).

- ✓ **Formule de Williams - Hazen**

$$\Delta H = 10,65 \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}} L \dots\dots\dots (V-13)$$

Avec, C : Coefficient de william-hazen.

✓ **Formule de Darcy-Weisbach**

$$\Delta H = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (V-14)$$

Avec, λ : coefficient de perte de charge (-) (formule de Colebrook) ; V : vitesse d'écoulement (m/s) ; D : diamètre de la conduite (m) et L : longueur de la conduite (m).

La formule de Colebrook est :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -\log\left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \dots\dots\dots (V-15)$$

Pour choisir entre ces trois méthodes, on va suivre les sélections suivantes :

Analysis > Calculation  options, on choisit le scénario actif comme suit :

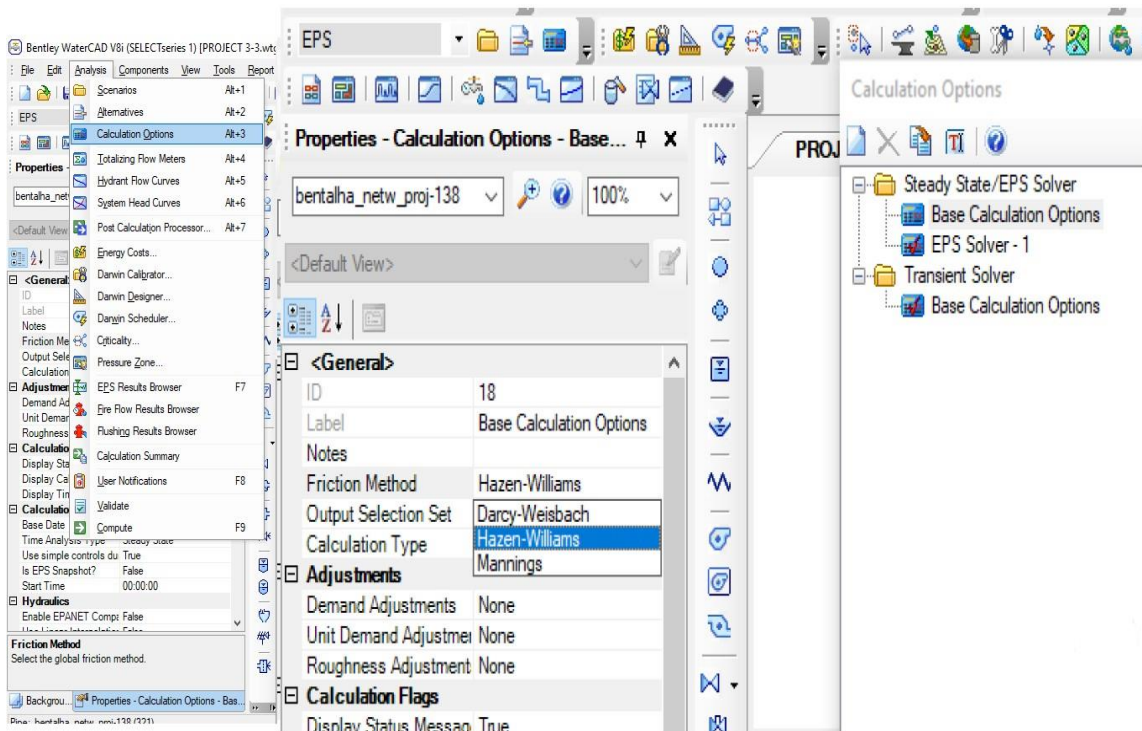


Figure V.5 : Méthode du calcul de la perte de charge

On a adopté la formule de William - Hazen qui surestime les pertes de charge linéaire comparativement aux autres formules. Cette surestimation prend en compte les pertes de charges singulières.

Le réseau de Bentalha est donné ci-dessous :



Figure V.6 : Réseau de Bentalha

V.7.2. Choix des pompes

Le choix des pompes dépend essentiellement du débit véhiculé et la hauteur manométrique total.

Le débit véhiculé est : 350,02 l/s ;

La hauteur manométrique total (HMT) est égale à :

$$HMT = H_g + \sum jL \dots\dots\dots (V-16)$$

Avec, H_g : La hauteur géométrique et $\sum jL$: La somme des pertes de charge.

La hauteur géométrique : En utilisant le plan topographique qu'on a introduit précédemment dans WaterCAD, on détermine la hauteur géométrique.

L'élévation du plan d'aspiration :

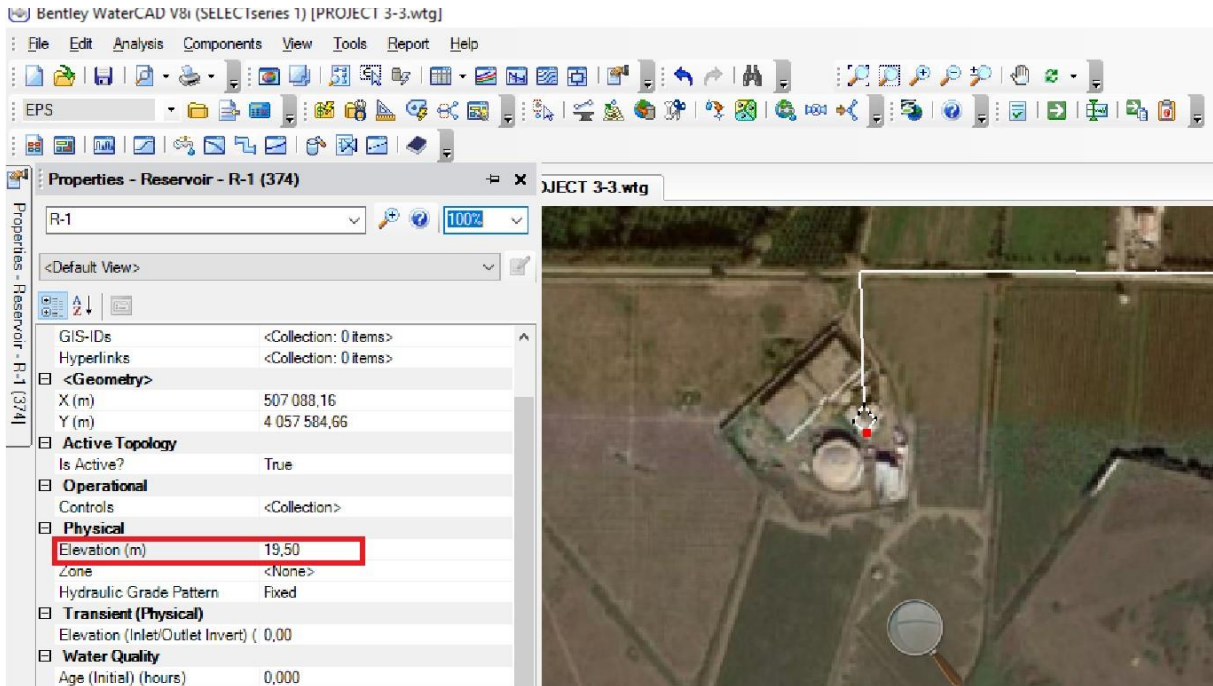


Figure IV.7 : Elévation du plan d'aspiration

L'élévation du point le plus élevé est :

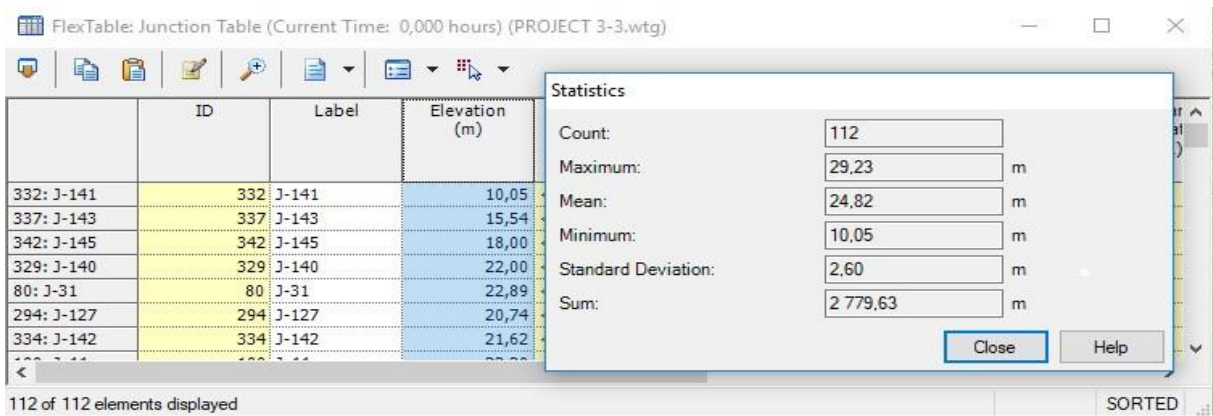


Figure V.8 : Elévation du point le plus élevée

Donc la hauteur géométrique est égale à :

$$H_g = 29,23 - 19,5 = 9,73 \text{ m}$$

La perte de charge est donnée dans le tableau V-1 ci-dessous :

Tableau V-1 : La perte de charge

Longueur (m)	j (m/m)	jL (m)
373,71	0,0057	2,1305
369,05	0,0057	2,1039
355,97	0,0057	2,0294
349,55	0,0057	1,9928
282,69	0,0057	1,6116
639,55	0,0022	1,3860
208,46	0,0057	1,1884
84,68	0,0139	1,1733
527,68	0,0021	1,1094
188,90	0,0057	1,0769
188,62	0,0057	1,0753
183,39	0,0057	1,0455
259,59	0,0035	0,9139
266,86	0,0033	0,8836
177,17	0,0049	0,8622
177,22	0,0048	0,8450
170,96	0,0049	0,8445
60,12	0,0139	0,8330
53,00	0,0139	0,7343
137,57	0,0051	0,7010
116,44	0,0057	0,6638
134,68	0,0048	0,6477
46,19	0,0139	0,6401
44,53	0,0139	0,6170
107,90	0,0057	0,6151

*Chapitre V**Caractéristiques techniques de la station de surpression*

107,52	0,0057	0,6130
43,84	0,0139	0,6075
285,25	0,0021	0,5997
104,52	0,0057	0,5959
103,86	0,0057	0,5921
101,90	0,0057	0,5809
39,81	0,0139	0,5516
92,61	0,0057	0,5280
92,50	0,0057	0,5273
120,86	0,0044	0,5272
90,77	0,0057	0,5175
78,47	0,0062	0,4834
136,75	0,0035	0,4803
80,65	0,0057	0,4598
74,67	0,0057	0,4257
247,02	0,0017	0,4222
71,78	0,0057	0,4092
71,25	0,0057	0,4062
96,48	0,0037	0,3604
147,30	0,0024	0,3564
100,54	0,0035	0,3531
125,81	0,0027	0,3374
182,43	0,0018	0,3265
78,81	0,0038	0,3023
65,17	0,0045	0,2961
106,29	0,0028	0,2948
71,52	0,0041	0,2929

*Chapitre V**Caractéristiques techniques de la station de surpression*

50,85	0,0057	0,2899
79,60	0,0036	0,2883
52,68	0,0053	0,2810
152,83	0,0016	0,2446
94,11	0,0026	0,2407
138,80	0,0017	0,2373
218,60	0,0011	0,2355
104,76	0,0022	0,2331
143,70	0,0016	0,2277
253,65	0,0009	0,2248
253,17	0,0009	0,2202
289,28	0,0008	0,2198
11,60	0,0185	0,2143
8,86	0,0223	0,1974
96,05	0,0020	0,1919
73,49	0,0025	0,1848
189,46	0,0010	0,1832
230,04	0,0008	0,1748
61,97	0,0028	0,1703
10,36	0,0156	0,1621
28,28	0,0057	0,1612
382,36	0,0004	0,1599
27,71	0,0057	0,1580
74,94	0,0017	0,1281
296,14	0,0004	0,1168
71,36	0,0016	0,1142
90,16	0,0011	0,1030

*Chapitre V**Caractéristiques techniques de la station de surpression*

20,68	0,0046	0,0947
77,34	0,0012	0,0890
44,59	0,0020	0,0881
6,93	0,0117	0,0809
82,26	0,0009	0,0704
8,96	0,0078	0,0701
81,03	0,0008	0,0659
84,35	0,0006	0,0501
39,52	0,0013	0,0495
76,68	0,0006	0,0456
42,09	0,0011	0,0443
35,37	0,0012	0,0437
7,63	0,0057	0,0435
7,26	0,0057	0,0414
20,08	0,0017	0,0343
79,57	0,0004	0,0300
40,91	0,0007	0,0269
24,91	0,0010	0,0249
37,88	0,0006	0,0239
104,00	0,0002	0,0231
13,30	0,0017	0,0225
12,78	0,0017	0,0216
12,58	0,0017	0,0215
11,55	0,0017	0,0198
36,32	0,0005	0,0183
2,66	0,0065	0,0172
21,25	0,0007	0,0143

7,96	0,0017	0,0136
36,39	0,0004	0,0133
7,77	0,0017	0,0133
5,08	0,0024	0,0123
6,48	0,0017	0,0111
33,78	0,0003	0,0108
6,06	0,0017	0,0104
5,64	0,0017	0,0096
5,29	0,0017	0,0090
5,24	0,0017	0,0090
4,51	0,0016	0,0073
7,87	0,0001	0,0011
7,71	0,0001	0,0011
6,86	0,0001	0,0010
5,79	0,0001	0,0008

Et on a la somme des pertes de charge (figure V.9) :

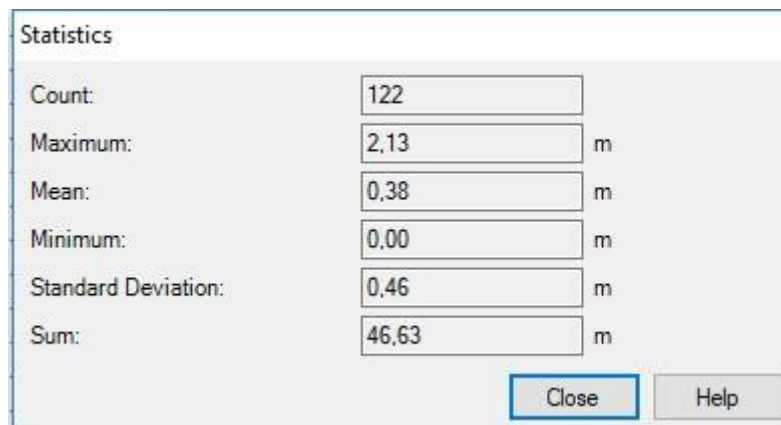


Figure V.9 : la somme des pertes de charge

Donc, la hauteur manométrique total est égale à :

$$HMT = H_g + \sum jL = 9,73 + 46,63 = 56,36 \text{ m}$$

V.7.3. Récapitulation des résultats

Les résultats sont récapitulés ci-dessus :

Le débit véhiculé est de : 350,02 l/s ;

La hauteur manométrique total (HMT) est égale à : 56,36 m .

Pour assurer que la pression soit dans les normes, la pression de service est égale à 15 m donc on va choisir une pompe de telle façon que la HMT = 71,36 m.

La hauteur géométrique est égale à : 9,73 m

Pression de service est : 15 mCE (au minimum)

Nombre de pompes : 2 (+1 secours) en parallèle.

$$Q_p = \frac{Q}{n} = \frac{350,02}{2} = 175,01 \dots\dots\dots (V-17)$$

Utilisant le catalogue des pompes Caprari, on choisit un groupe électropompes à axe horizontal de type MEC-AZ 3/100A ayant les caractéristiques suivantes :

- ✓ N = 2920 tr/min ;
- ✓ $\eta = 79,1 \%$
- ✓ $P_a = 148 \text{ Kw}$
- ✓ NPSHr = 8,41 m ;
- ✓ Le point de fonctionnement P (176 l/s, 71,4 m)
- ✓ Le point désiré P₁ (176 l/s, 71,4 m).

La courbe caractéristique de la pompe est présentée dans la figure suivante :

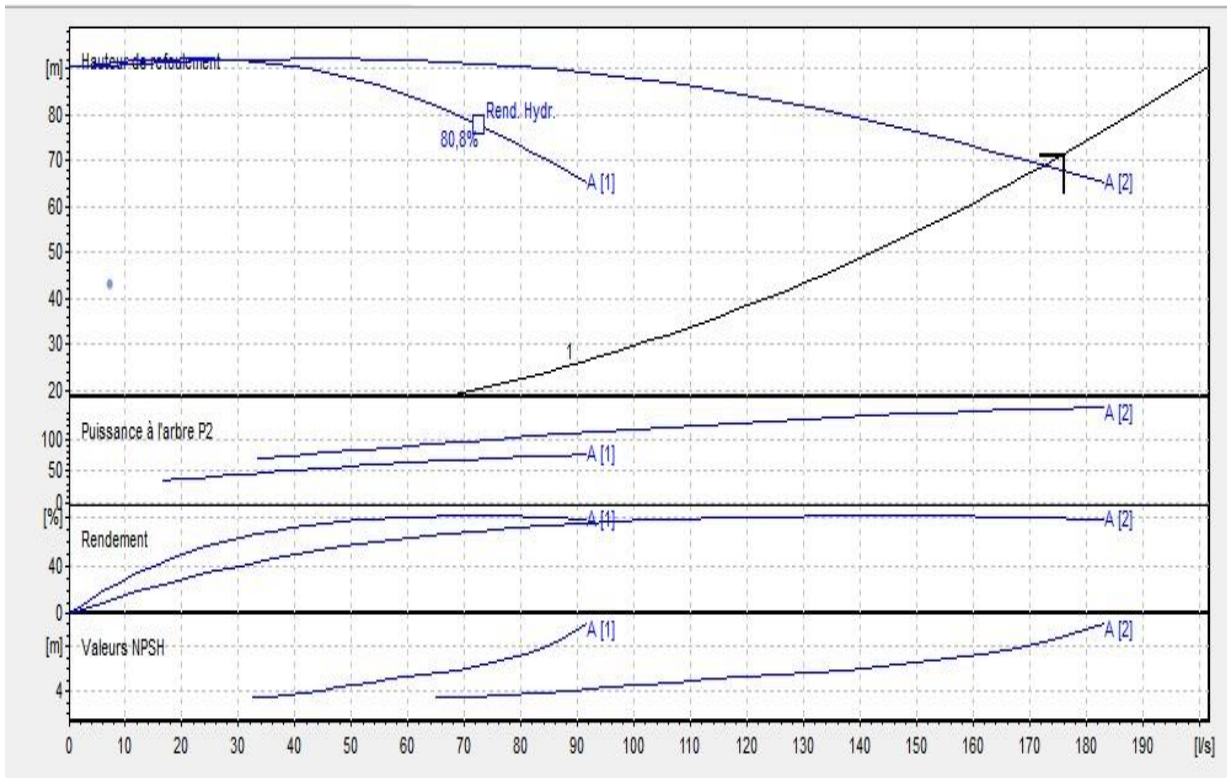


Figure V.10 : Les courbes caractéristiques de la pompe

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

V.8. Vérification de la cavitation

La cote du plan d'aspiration est égale : $C_a = 19,5\text{m}$

La cote de l'axe de la pompe est égale : $C_p = 18,45\text{ m}$

Hauteur géométrique d'aspiration est : $H_a = C_a - C_p = 1,05\text{ m}$;

Perte de charge d'aspiration est négligeable : $J_a = 0$.

$NPSH_r = 7,01\text{ m}$.

Les pompes sont installées en charge $H_a > 0$.

$$NPSH_d = \frac{P_0 - P_V}{\rho g} + H - \Delta H \dots\dots\dots (V-18)$$

$$NPSH_d = \frac{101325 - 2340}{9810} + 1,05 = 11,14\text{ m}$$

$$NPSH_d > NPSH_r ;$$

Donc les pompes ne risquent pas de cavité.

Conclusion

Après plusieurs essais, nous avons convenus que la combinaison des pompes travaillant en parallèle conviendrait le mieux à nos besoins.

Pour ce qui de la cavitation, $NPSH_d > NPSH_r$, donc le phénomène de la cavitation ne risque pas de se produire pour nos pompes.

Chapitre VI :

***Etude de la protection contre les régimes
transitoires***

Chapitre VI : Etude de la protection contre les régimes transitoires

Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons prévoir le comportement du réseau d'adduction dans le cas du régime transitoire, conséquence d'un arrêt brusque des groupes électropompes, afin de vérifier sa résistance à la variation de la pression causée par le phénomène du coup de bélier et d'envisager une protection plus un système de régulation.

VI.1. Théorie du coup de bélier

VI.1.1. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci. Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire.

VI.1.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimenté.

VI.1.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes

suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, 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.

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre ;
- Vanne de fermeture lente.

VI.2. Calcul du coup de bélier

Actuellement, les méthodes générales d'analyse les plus utilisées pour le calcul du coup de bélier sont la méthode de Bergeron (méthode de Schnyder-Bergeron) et la méthode des caractéristiques.

L'arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes peut engendrer le phénomène du coup de bélier. Sa valeur numérique maximale peut être exprimée par la formule (Dupont, 1979) :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \dots\dots\dots (VI-01)$$

B : Valeur du coup de bélier en (m) ; V_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ; g : accélération de la pesanteur (m/s^2) ; a : vitesse de l'onde (m/s). Elle peut être exprimée par la formule d'Allievi (*Dupont, 1979*).

$$a = \frac{K}{\rho \sqrt{1 + \frac{K \times D}{E \times e}}} \dots\dots\dots (VI-02)$$

où, a : célérité de l'onde en (m/s) ; D : diamètre intérieur de la conduite en (m) ; e : épaisseur de la conduite en (m) ; ρ : masse volumique de l'eau (kg/m^3) pris égale à $\rho = 999 (N/m^2)$; E : Module de Young du matériau de la conduite (Tableau VI.1) et K : module d'élasticité hydrostatique de l'eau (N/m^2) pris égal à $K = 2,19 \times 10^9 (N/m^2)$.

Tableau VI-1 : Valeurs de du module de Young E (*Lencastre, 1999*)

Matériaux	Acier	Fonte ductile	Béton	PEHD	Plomb	PVC	Verre
E(N/m^2) . 10^9	200-212	80-170	14-30	0,8	4,8-17,0	2,40 - 2,75	46-73

VI.3. La valeur numérique du coup de bélier

Les valeurs calculées se différent selon le type de fermeture, on distingue deux cas :

1^{er} cas : Fermeture brusque

C'est la fermeture instantanée caractérisé par un temps T :

$$T < \frac{2L}{a}$$

La valeur maximale de pression générée par le coup de bélier est donnée par la formule (VI-01).

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \dots\dots\dots(VI-03)$$

La valeur maximale de la pression- dépression est :

$$H_d = H_0 - B \dots\dots\dots (VI-04)$$

Où,

$\rho g H_0$: pression absolue au point le plus haut de la conduite.

$$H_0 = H_g + \frac{P_{atm}}{\rho g} \dots\dots\dots (VI-05)$$

Avec, H_g : Hauteur géométrique ;

$\frac{P_{atm}}{\rho g} = 10$ m : Pression atmosphérique ;

H_0 : Pression absolue de la conduite.

2^{ème} cas : Fermeture lente

Le temps de fermeture est assez dilaté et lent, le temps T est donné par l'expression suivante :

$$T > \frac{2L}{a}$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule suivante

$$B = \frac{2LV_0}{gT}$$

Pour agrandir la marge de sécurité on calcule dans le mode de fermeture brusque puisque c'est le mode le plus défavorable.

VI.4. Calcul du coup de bélier

Les résultats de calcul du coup de bélier sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier

ID	L(m)	D(m)	e(m)	V_0 (m /s)	H_g (m)	H_0 (m)	a(m /s)	B(m)	H_s (m)	H_d (m)	PN(bar)
397	14,57	0,60	0,01	0,31	17,74	27,74	697,65	22,05	49,79	5,69	24,13
373	13,66	0,60	0,01	0,31	17,74	27,74	697,65	22,05	49,79	5,69	24,13

VI.5. Le système de régulation

Il existe quatre systèmes de régulation qui sont :

- ✓ La régulation avec réservoir à surface libre (RSL) ;
- ✓ La régulation avec réservoir sous pression (RSP) ;
- ✓ La régulation avec débitmètre (DEB) ;
- ✓ La régulation à l'aide d'un moteur à vitesse variable (W).

Le système de régulation influe sur le nombre de groupe de pompes qu'on peut utiliser. Ce nombre varie de :

- ✓ 2 à 6 pour le premier système de régulation (RSL) ;
- ✓ 2 à 3 pour le second (RSP) ;
- ✓ 4 à 6 pour les débitmètres (DEB) ;
- ✓ 3 à 6 pour les moteurs à vitesse variables (VV).

VI.5.1. Ballon de régulation (La régulation manométrique)

Pour éviter le risque de démarrage et d'arrêts successifs des pompes, une solution consiste à créer un volume tampon ou de régulation entre la station de pompage et le réseau. Auparavant, il était créé dans un réservoir surélevé (château d'eau) mais plus communément aujourd'hui dans un réservoir au sol sous pression.

Le ballon de régulation est un réservoir conçu pour contenir des gaz ou des liquides à une pression nettement différente de la pression ambiante.

Ce type de réservoir peut être fabriqué, entre autres, en métal ou en matériau composite.



Figure VI.1 : Ballon de régulation

VI.5.2. Les équipements accompagnant le ballon de régulation

Le ballon de régulation est équipé par les éléments suivants :

- ✓ Clapet anti-retour ;
- ✓ Pressostat ;
- ✓ Manomètre.

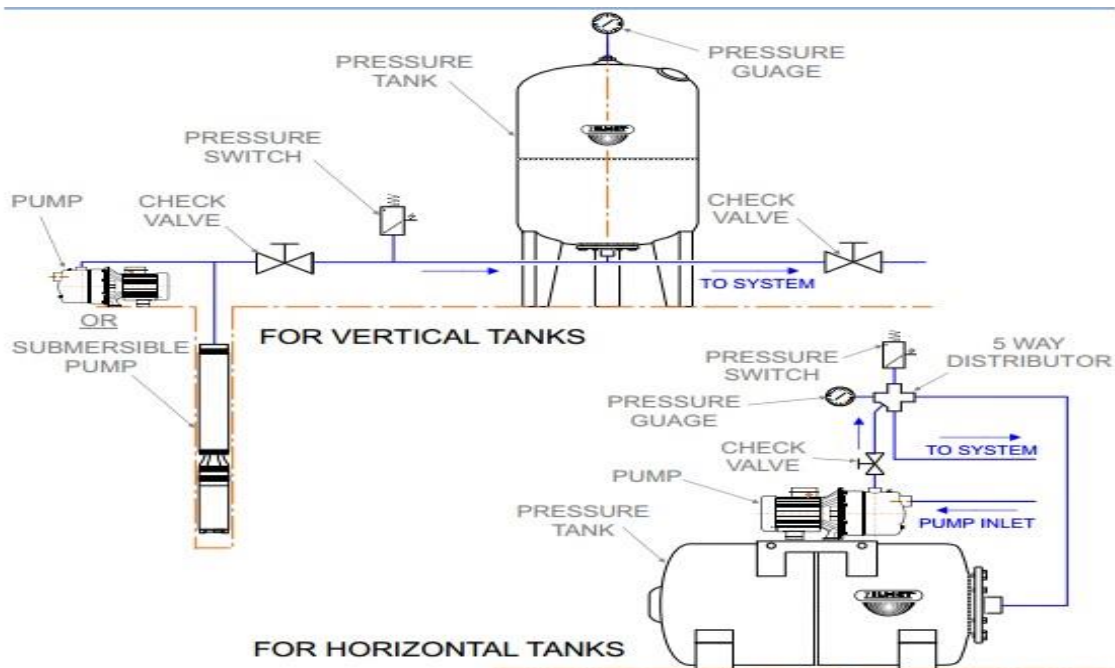


Figure VI.2 : Equipements du ballon de régulation

VI.5.3. Dimensionnement du ballon de régulation

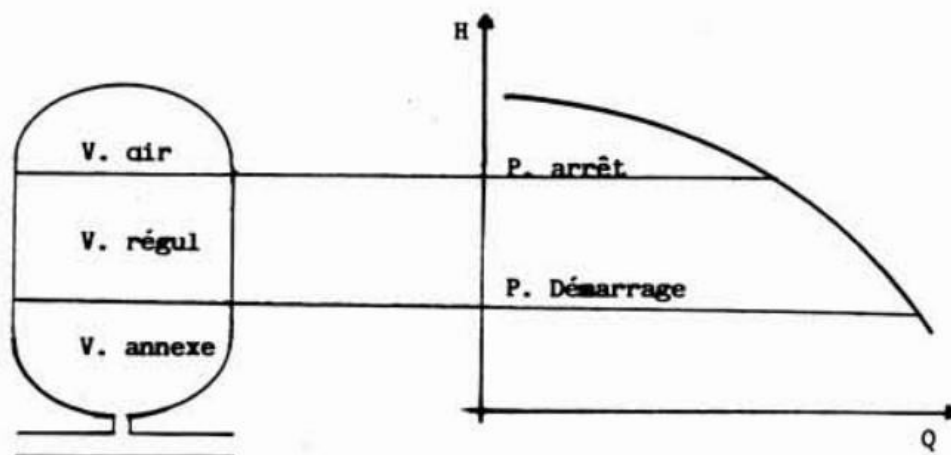


Figure VI.3 : Volume du ballon de régulation

Le volume de régulation nécessaire est égal à :

$$V_{rég} = \frac{Q \times t}{4} \dots\dots\dots (VI-06)$$

Le volume du réservoir se calcule comme suit.

Soit une pompe centrifuge débitant dans un réseau et fonctionnant sur la partie M1M2 de sa caractéristique avec :

$$M_1 \begin{cases} H_1 \\ Q_1 \end{cases} \quad M_2 \begin{cases} H_2 \\ Q_2 \end{cases} \quad \Delta H = H_2 - H_1 : \text{Fourchette de régulation.}$$

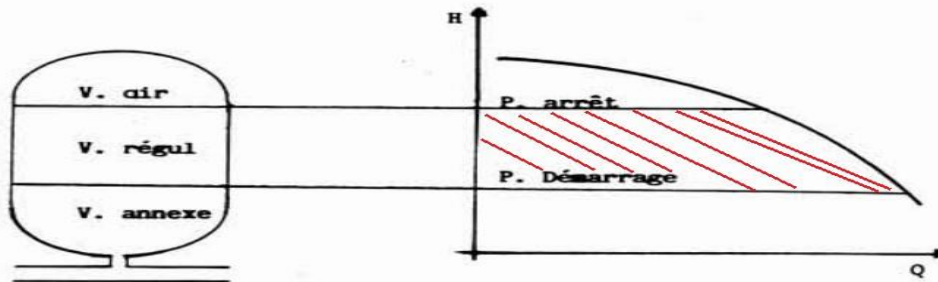


Figure VI.4 : Fourchette de régulation

Le débit moyen fourni par la pompe (en assimilant la portion de caractéristique comprise entre M1M2 à une parabole) est :

$$Q_m = \frac{2}{3} \left(\frac{Q_1^2 + Q_1 \cdot Q_2 + Q_2^2}{Q_1 + Q_2} \right) \dots\dots\dots (VI-07)$$

Le volume du réservoir est égal à :

$$V_{rés} = \frac{Q_m \times t}{4} \left(\frac{H_2 + h}{H_2 - H_1} \right) \dots\dots\dots (VI-08)$$

avec, t : durée d'un cycle (durée d'une vidange partielle et d'un remplissage partiel du réservoir).

Il n'existe pas à proprement dit de normes sur cette valeur, nous utilisons selon l'expérience d'exploitant :

- ✓ P < 100 Kw 4 démarrages/h T = 900s
- ✓ 100 < P < 400 Kw 2 démarrages/h T = 1800s
- ✓ P > 400 Kw 1 démarrage/h T = 3600s

h : pression atmosphérique évaluée en mètre d'eau soit 10m.

VI.5.4. Les résultats

Les résultats trouvés sont :

$$M_1 \begin{cases} 71,5 \\ 165 \end{cases} \quad M_2 \begin{cases} 90 \\ 85,1 \end{cases} \quad \Delta H = H_2 - H_1 = 18,5m$$

$$V_{\text{rés}} = 471,79 \text{ m}^3; \quad V_{\text{rég}} = 74,25 \text{ m}^3 \text{ et } Q_m = 193,956 \text{ l/s.}$$

Pour diminuer les débits moyens et donc les volumes, on est donc amené à installer des petits groupes appelés souvent « groupes jockey » assurant selon les cas mentionnés ci-dessus, 15 à 40% du débit des groupes de taille plus importante qui sont en service, en fonction des consignes de débit.

VI.5.5. Les résultats de la simulation

Les valeurs de pression dans les nœuds sont données dans le tableau VI-3.

Tableau VI-3 : La pression dans les nœuds

ID	Elévation (m)	Charge piézométrique (m)	Pression (m H ₂ O)
332	10,05	67,51	57,30
337	15,54	66,64	51,00
342	18,00	65,98	47,90
329	22,00	67,73	45,60
80	22,89	68,61	45,60
294	20,74	66,34	45,50
334	21,62	66,82	45,10
100	23,30	65,38	42,00
357	23,61	64,04	40,30
311	18,00	57,75	39,70
42	24,00	63,73	39,70
228	20,00	59,71	39,60
232	20,00	59,45	39,40
277	24,36	63,38	38,90
360	24,84	63,79	38,90
267	22,00	60,79	38,70
224	22,40	60,88	38,40

119	22,75	61,18	38,40
212	22,00	60,14	38,10
183	24,90	62,91	37,90
365	26,00	63,88	37,80
350	26,00	63,86	37,80
188	22,03	59,86	37,70
368	26,00	63,76	37,70
213	22,34	60,09	37,70
303	26,00	63,73	37,70
180	25,17	62,89	37,60
347	26,59	64,27	37,60
26	21,16	58,78	37,50
223	23,44	60,60	37,10
263	23,06	60,02	36,90
71	26,48	63,44	36,90
282	24,58	61,45	36,80
148	24,27	60,98	36,60
63	25,09	61,73	36,60
155	23,28	59,77	36,40
159	26,15	62,60	36,40
160	26,28	62,62	36,30
127	24,49	60,82	36,30
112	25,08	61,41	36,20
45	26,00	62,31	36,20
46	26,00	62,30	36,20
156	23,59	59,81	36,10
134	24,00	60,17	36,10
133	24,00	60,16	36,10

126	24,67	60,83	36,10
59	24,03	60,14	36,00
103	28,00	64,09	36,00
102	28,00	64,08	36,00
149	24,97	61,00	36,00
77	25,62	61,54	35,80
83	24,00	59,86	35,80
236	24,73	60,58	35,80
164	25,04	60,78	35,70
289	26,19	61,81	35,60
129	24,51	60,12	35,50
166	26,44	62,02	35,50
248	24,55	60,10	35,50
259	24,00	59,51	35,40
176	24,77	60,26	35,40
130	24,70	60,13	35,40
92	26,15	61,56	35,30
29	24,19	59,59	35,30
196	26,00	61,38	35,30
145	25,22	60,56	35,30
32	24,52	59,74	35,20
167	26,90	62,09	35,10
146	25,40	60,57	35,10
109	26,00	61,17	35,10
177	25,33	60,42	35,00
198	25,34	60,41	35,00
286	26,49	61,56	35,00
73	25,25	60,26	34,90

185	25,56	60,52	34,90
261	24,62	59,50	34,80
163	25,90	60,77	34,80
307	24,00	58,79	34,70
86	25,32	60,07	34,70
122	26,87	61,57	34,60
141	26,00	60,69	34,60
140	26,00	60,68	34,60
53	26,00	60,64	34,60
170	25,43	60,03	34,50
216	26,32	60,90	34,50
152	26,00	60,58	34,50
297	24,00	58,56	34,50
173	27,26	61,81	34,50
35	25,13	59,64	34,40
151	26,00	60,50	34,40
221	26,00	60,39	34,30
169	25,62	59,99	34,30
174	27,36	61,62	34,20
291	28,00	62,25	34,20
272	29,23	63,42	34,10
67	25,93	60,09	34,10
186	26,35	60,50	34,10
105	26,00	60,10	34,00
201	26,00	60,09	34,00
48	26,00	60,04	34,00
226	26,00	59,81	33,70
208	27,16	60,95	33,70

305	28,00	61,74	33,70
136	26,73	60,23	33,40
210	27,60	60,95	33,30
219	26,00	59,31	33,20
269	26,17	59,44	33,20
234	26,82	60,05	33,20
116	26,94	60,17	33,20
95	27,03	60,18	33,10
239	28,00	60,34	32,30
419	28,34	59,91	31,50
309	26,81	58,37	31,50

La condition suivante est introduite : Si $15\text{ m} < \text{Pression} < 70\text{ m}$ donc : afficher les nœuds dans cette intervalle en couleur verte sinon afficher les nœuds en couleur rouge.

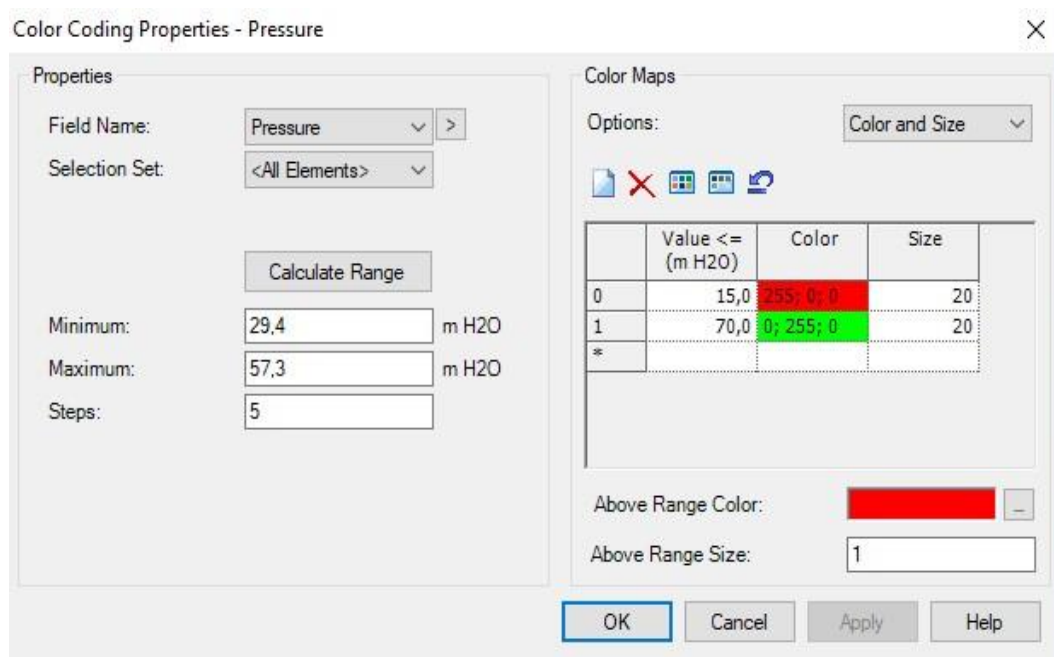


Figure VI.5 : Condition pour colorer les nœuds

La figure suivante représente le résultat de la condition :



Figure VI.6 : les nœuds à surpression

Conclusion

Après l'interprétation des résultats montrés ci-dessus, on constate que les valeurs de surpression et des dépressions sont dans les normes puisqu'elles ne dépassent pas la pression de service.

Donc, il n'est pas nécessaire d'installer des dispositifs anti-bélier pour amortir l'onde de pression résultante.

Le système de régulation conviendrait aux besoins de la régulation de débit avec les deux pompes qui ont été installées.

Conclusion générale



Conclusion générale

Durant la période d'élaboration de notre projet de fin d'étude et malgré le manque d'information détaillée sur le projet et malgré l'annulation de notre stage de trois mois à cause du corona virus. Nous avons acquis de nouvelles connaissances intéressantes et utiles pour le futur ingénieur, nous avons travaillé et discuté avec notre encadreur de notre école d'ingénieur et les ingénieurs du SEAAL pour découvrir quelles sont les missions d'un ingénieur dans une entreprise opérationnelle comme la SEAAL.

Pour mener à bien notre travail et bien modéliser un réseau, il a été nécessaire de bien comprendre les étapes de modélisation. Il fallait aussi passer par la collecte des données nécessaires. La maîtrise et la manipulation des outils et leurs difficultés de mise en œuvre nous ont retardés dans notre programme de travail. Mais ce sont des étapes obligatoires pour la suite de notre travail.

Dans cette optique, une station de pompage a été projetée au niveau du Baraki champ munit des pompes à vitesse variable avec des ballons de régulation.

Dans les conditions de notre travail on n'a pas besoin d'installer des dispositifs anti-bélier puisque les valeurs maximales du coup de bélier ne dépassaient pas les normes.

Enfin, l'utilisation des ballons de régulation est une stratégie efficace dans le pompage direct dans le réseau.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

BENDAHMANE, Ibrahim, OUBELGHA Nadia. « Renforcement de l'AEP d'ouadhias et de Taguemont El Djdid à partir de Takhoukht, Wilaya de Tizi-Ouzou ». Mémoire de fin d'étude d'ingénieur en Hydraulique de l'Université de Bejaia, 2007, 123 pages.

BENMAMAR, Saâdia. Cours Alimentation en eau potable. Ecole nationale polytechnique, 2020.

BOURRIER Regis., SELMI Bechir. Technique de la gestion de distribution. Editions Le Moniteur, ISBN 2281114805, 2011, 830 pages.

DUPONT, André. « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979, 484 pages.

DJOUKAM J., Guide de conception des stations de pompage. Groupes des écoles EIER-ETSHER, 1999. 50 pages.

LENCASTRE, Armando. Hydraulique générale. Editions Eyrolles, 632pages, 1999. ISBN 2-212-01894-0

SEAAL. Alimentation en eau potable de Baraki. Rapport interne, 2014, 45 pages.

SOGREAH. « Les pompes et les petites stations de pompage », deuxième édition, Novembre 1978, 215 pages.

ZERARGA, Ahmed. « Etude de la chaine d'adduction de la commune de Draa El Gaid, Wilaya de Bejaia », Mémoire de Master en Hydraulique de l'Université de Bejaia, 2009, 87 pages.

ZOUNGRANA, D., Cours d'approvisionnement en eau potable - EIER - novembre 2003.

Annexe

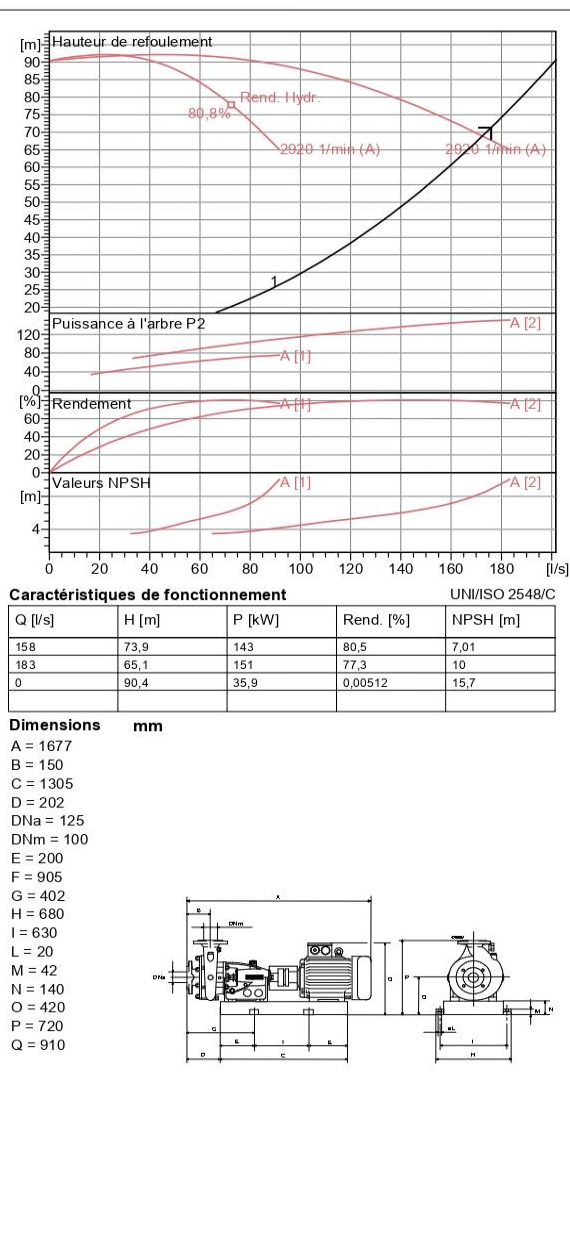
Annexe



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

MEC-AZ 3/100A	
Caractéristiques requises	
Débit	176 l/s
Hauteur de refoulement	71,4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
Caractéristiques de la pompe	
Débit	86,3 l/s
Hauteur de refoulement	68,9 m
Puissance absorbée	74 kW
Rendement	79,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	90,4 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	822 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Roue (04/80)	Fonte sphéroïdale
Arbre (.Z..)	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Notes:

Date 04.07.2020	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------