

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la commune d'El Biodh (w. Naama) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0025-10

APA Citation (APA توثيق):

Boudjenah, Abdelhadi (2010). Alimentation en eau potable de la commune d'El Biodh (w. Naama)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
<<ARBAOUI Abdellah>>

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME :

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE
LA COMMUNE D'ELBIODH (W .NAAMA)**

Présenté par :
M^r : BOUDJENAH
ABDELHADI

Promoteur :
Mr : BACHIR CHERIF

Devant le jury composé de :

Présidente: M^{me}: F. AMMOUR

Examineurs: M^{me}: H. MEDDI
M^{me}: W. MAHMOUDI
M^{me}: N. ZENDAGUI
M^r : N. BOUTAHRAOUI

Octobre 2010

DÉDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à mon très cher père pour ces Sacrifices, son amour, son

Aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

À ma très chère mère ;

À mes très chères sœurs;

À mes très chers frères

À mes oncles maternelle et paternelle ;

À mes tantes maternelle et paternelle;

À mes frères Djilali, Kadda, Abdou, Ahmed, Mino, M^{ed}

À mes Amis: Salah, Feteh, Miliani, Makhloufi, Houbaiky

et tous le groupe de 5^{eme} année

À tout mes amis de l'école.

ABDOU

REMERCIEMENT

REMERCIEMENT

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

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement mon promoteur : Mr A.BQCHIR CHERIF de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

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

Mes remerciements vont également à : mes sœurs, mes frères Abdou, Kadda, Ahmed, et surtout Salah, Fateh, Mustapha, et tous mes amis.

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

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

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

ABDOU 14

الملخص:

لاحظنا في المدة الأخيرة ظهور عدة مشاكل نتيجة نقص المياه التي مست محيطنا و التي كثيرا ما تتكرر منها تلك الناتجة عن سوء سير شبكات توزيع المياه. تعد بلدية البيوض منطقة ريفية ذات سكنات متشتتة و غير مهياة بأية شبكة لتوزيع المياه ؛ كذلك الآبار المجمعة للمياه الغير مستغلة، كما أن النمو السكاني زاد الأمر تعقيدا. الهدف من عملنا هذا هو إنشاء شبكة لتوزيع المياه تمكن من تمويل المياه للسكان بمختلف أنواعها والتي تلائم الاحتياجات اللازمة لهذه المنطقة.

Résumé :

Dans les derniers temps ; on a remarqué l'apparition de plusieurs problèmes suite aux problèmes déficit des eaux qui ont touché notre environnement dont les plus fréquents sont ceux causés par le mauvais fonctionnement des réseaux d'A E P.

L'agglomération d'ELBIODH est une région rurale à habitats dispersés qui ne dispose d'aucun réseau d' d'A E P ; de même ; les puits mal exploités, et l'accroissement de la population favorise l'ampleur des problèmes suscités.

Le but de notre travail est de projeter un réseau d'A E P permettant de distribuer toutes les eaux et qui répond aux besoins de la dite agglomération.

Summary

In last times; one noticed the appearance of several diseases following the problems of deficiency which touched our environment of which most frequent are those caused by the faulty operation of the networks of allotment.

The agglomeration of ELBIODH is a rural area with dispersed habitats which does not have any network of clean water; in the same way; the wells not exploited, and the increase in population supports the extent of the caused problems.

The goal of our work is to project a network system of allotment water apt financing habitant of water which meets the needs corollary of the known as agglomeration.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE

INTRODUCTION.....	01
I.1.GENERALITES :	2
I.2.APERCU HISTORIQUE :	3
I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE :.....	3
I.4.CARACTERISTIQUES DE LA COMMUNE :	3
I.4.1.APERCU HYDROGEOLOGIQUE :	3
I.4.2.SITUATION CLIMATOLOGIQUE :	4
I.4.2.1. CLIMAT :	4
I.4.2.2. PRECIPITATION :	4
I.4.2.3. LA NEIGE :	4
I.4.2.4. LA TEMPERATURE :	4
I.4.2.4. LES VENTS :	5
I.4.3.SANITAIRES :	5
I.4.3.1 BESOINS EN EQUIPEMENTS SANITAIRES :.....	5
I.4.3.2. EQUIPEMENTS DIVERS.....	5
I.4.3.PRESENTATION HYDRAULIQUE :	6
I.4.3.1SITUATION ACTUELLE :	6

CHAPITRE II BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION ET LA VARIATION DE LA CONSOMMATION EN EAU

II.1. ANALYSE DEMOGRAPHIQUE :	8
II.2. ETUDE D'EVOLUTION DE LA POPULATION :	8
II.2.2.ETUDE DEMOGRAPHIQUE :	8
II.2.3. PREVISION DE LA POPULATION :	8
2.2.4. PREVISION DE LA POPULATION AUX HORIZONS D'ETUDES :.....	9
II.3. EVOLUTION DES BESOINS EN EAU POTABLE :	9
II.3.1. GENERALITES :	9
II.4. EVALUATION DES DEBITS :	10
II.4.1 GENERALITE :	10

II.4.2. CONSOMMATION UNITAIRE ET CHOIX DE LA DOTATION :	11
II.4.3. CALCUL DU DEBIT MOYEN JOURNALIER (2008):	11
II.4.4. DEBIT DE CONSOMMATION MOYENNE DES EQUIPEMENTS A L'ETAT ACTUEL :	11
II.5. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS	13
II.5.1. VARIATION DES DEBITS DE CONSOMMATION DANS LE TEMPS	13
II.5.2. COEFFICIENT D'IRREGULARITE	13
II.5.2.1. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMALE (K _{MAX,J}) :	13
II.5.2.2. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MINIMALE (K _{MIN,J}) :	13
II.5.2.4. COEFFICIENT MINIMUM HORAIRE (K _{MIN,H}) :	14
II.5.2. RECAPITULATION DES BESOINS EN EAU MINIMALE JOURNALIERE DE LA VILLE.	15
II.5.3. DETERMINATION DES DEBITS JOURNALIERS.	16
II.5.3.1. CONSOMMATION MINIMALE JOURNALIERE (Q _{MIN,J})	16
II.5.3.2. CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIERE (Q _{MAX,J}) :	16
II.5.4. DEBIT MOYEN HORAIRE :	17
II.5.5. DETERMINATION DU DEBIT MAXIMUM HORAIRE :	17
II.6. EVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANTS :	18
II.7. ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS HORAIRES :	19
II.8. CALCUL DE LA CONSOMMATION HORAIRE :	20
CHAPITRE III : RESERVOIR	
III.1. ROLE DES RESERVOIRS :	24
III.2. EMLACEMENT DES RESERVOIRS :	25
III.3. CHOIX DU TYPE DU RESERVOIR :	25
III.4. EQUIPEMENT DU RESERVOIR :	26
III.4.1. CONDUITE D'ARRIVE OU D'ALIMENTATION :	26
III.4.2. CONDUITE DE DEPART OU DE DISTRIBUTION :	27
III.4.3. CONDUITE DE TROP-PLEIN :	27
III.4.4. CONDUITE DE DECHARGE OU DE VIDANGE :	28
III.4.5. CONDUITE BY-PASS :	28
III.4.6. MATERIALISATION D'UNE RESERVE D'INCENDIE :	28
III.5. VIDANGE ET REMPLISSAGE DES RESERVOIRS :	29
III.6. DETERMINATION DE LA CAPACITE DU RESERVOIR :	29

III.6.1.DIAGNOSTIC DE L'OUVRAGE DE STOCKAGE EXISTANT :	29
III.7. PRINCIPE DE CALCUL :	30
III.8. CALCUL LE VOLUME DU RESERVOIR PROJETE :	30
III.9.DIMENSIONS DU RESERVOIR :	34
III.9.1.LE DIAMETRE D DE LA CUVE :	34
III.9.2.REEVALUATION DE LA HAUTEUR D'EAU H :	34
III.9.3.LA SECTION DE LA CUVE :	34
III.9.4.LA HAUTEUR TOTALE DU RESERVOIR :	34
III.9.5.LA HAUTEUR DE LA RESERVE D'INCENDIE :	35
III.10. TRAVERSEE DES CONDUITES DANS LES PAROIS DE LA CUVE :	35
CHAPITRE IV : RESEAU DE DISTRIBUTION	
IV.1. CHOIX DU SYSTEME DE DISTRIBUTION :	37
IV.2. LES DIFFERENTS TYPES DE RESEAUX :	37
IV.2.1. LE RESEAU RAMIFIE :	37
IV.2.2. LE RESEAU ETAGE :	37
IV.2.3.LE RESEAU MAILLE :	38
IV.3. CHOIX DU TYPE DE RESEAU :	38
IV.4. PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU MAILLE :	38
IV.5. CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES :	39
IV.5.1.TUYAUX EN FONTE :	39
IV.5.1.1.LES AVANTAGES :	39
IV.5.1.2.LES INCONVENIENTS :	39
IV.5.2.TUYAUX EN ACIER :	39
IV.5.2.1.LES AVANTAGES :	40
IV.5.2.2.LES INCONVENIENTS :	40
IV.5.3.TUYAUX EN P.E.H.D :	40
IV.5.3.1.LES AVANTAGES :	40
IV.5.3.2.LES INCONVENIENT :	40
IV.6. CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION :	40
IV.7.DETERMINATION DES DEBITS :	41
IV.7.1. LE DEBIT ROUTE :	41
IV.7.2. LE DEBIT SPECIFIQUE :	41
IV.7.3.LE DEBIT AU NŒUD :	41
IV.8.CALCUL DES DEBITS :	42

IV.8.1. CAS DE POINTE :	42
IV.8.2.CAS DE POINTE + INCENDIE :	44
IV.9.DETERMINATION DES DIAMETRES AVANTAGEUX :	47
IV.10. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU :	48
IV.10.1. CAS DE POINTE :	49
IV.11. ACCESSOIRES :	56
IV.11.1. ROBINETS VANNES :	56
IV.11.2. VANNES PAPILLONS :	56
IV.11.3. CLAPETS ANTI RETOUR :	57
IV.11.4. VENTOUSES :	59
IV.11.5. VANNES DE DECHARGE :	60
IV.11.6. MOYENS ANTI-BELIER :	60
IV.11.6.1. CHEMINEE D'EQUILIBRE :	60
IV.11.7.BY-PASS :	62
IV.11.8. POTEAUX D'INCENDIE :	62
IV.11.9.CREPINES :	62
IV.11.10. DEVERSOIRS DE TROP PLEIN :	63
IV.11.11. JOINTS DE RACCORDEMENT :	63
IV.12.ORGANES DE MESURE :	63
IV.12.1.MESURE DE DEBIT :	63
IV.12.2. MESURE DE PRESSION :	64
IV.13. ORGANES DE RACCORDEMENT :	65
IV.13. 1.COUDES :	65
IV.13. 2.CONES :	66
IV.13. 3.TES :	66
IV.13. 4.JOINTS DE DEMONTAGE :	66
CHAPITRE V : ETUDE DE L'ADDITION	
V.1. QUELQUES NOTIONS SIMPLES SUR L'ADDITION :	68
V.1.1. CHOIX DU TRACE :	68
V.1.2. CHOIX DE TYPE DE TUYAU :	69
V.1.3. PROFIL D'UNE ADDITION :	70
V.1.4. LA LIGNE PIEZOMETRIQUE :	70
V.1.5. L'AIR DANS LA TUYAUTERIE:	70
V.2.ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDITION :	71

V .2.1. PERTES DE CHARGES :	72
V .2.1.1. PERTES DE CHARGES LINEAIRES :	73
V .2.1.2 PERTES DE CHARGES SINGULIERES :	73
V .2.1.3. PERTES DE CHARGES TOTALES :	74
VI.2.2. DETERMINATION DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE :	74
LE TABLEAU N° V.1 DONNE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE POUR LES DEFERENTS DIAMETRES	75
V.3.2.3 PUISSANCE ABSORBEE PAR LA POMPE :	75
V.3.2.4 CALCUL DE L'ENERGIE CONSOMMEE ANNUELLEMENT PAR LA POMPE :	75
V.3.2.5.FRAIS D'EXPLOITATION :	76
V.3.2.6. FRAIS D'ANNUITE :	76
V.3.2.7.-FRAIS D'AMORTISSEMENT :	77
V.3.2.8- BILAN (PRIX TOTAL) :	77
V.4.1.CRITERE DE CHOIX DU NOMBRE DE POMPE :	78
V.4.2. DETERMINATIONS DU NOMBRE DE POMPE :	79
VI.4.3. DETERMINATION DE LA COURBE H EN FONCTION DE Q (PAR LE LOGICIEL CAPRARI) :	80
V.5. MODES DE REGLAGE DU DEBIT :	81
V.6. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE:	81
V.7.CARACTERISTIQUES DE MOTEUR :	82
CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER	
VI.1. DEFINITION :	83
VI.2. LES RISQUE DUS AUX COUPS DE BELIER :	83
VI.2.1. RISQUE DE FORTE PRESSION :	83
VI.2.2. PRESSION NEGATIVE :	83
VI.2.3. FATIGUES DES CONDUITES :	83
VI.3.MOYEN DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER :	84
VI.4.ETUDE DU COUP DE BELIER :	84
VI.4.1.DETERMINATION DE LA VALEUR DE SURPRESSION ET DE DEPRESSION :	84
VI.4.2.DETERMINATION DE LA VITESSE DE LA CELERITE :	85
VI.4.3.DETERMINATION LA VITESSE D'ECOULEMENT EN REGIME PERMANENT :	86

VI.5.RESERVOIR D’AIR :	86
VI.5.1.DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D’AIR :	87
CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER	
VII.1. INTRODUCTION :	90
VII.2. IMPLANTATION DU TRACE DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN :	90
VII.2.1. MATERIALISATION DE L’AXE :	90
VII.2.2. NIVELLEMENT :	90
VII.3.EXCAVATION DES TRANCHEES :	91
VII.3.1. LA PROFONDEUR (H_{TR}) :	91
VII.3.2. LARGEUR DE LA TRANCHEE :	92
VII.3.3. CHOIX DU COEFFICIENT DU TALUS :	92
VII.3.4.DISTANCE DE LA MISE DU CAVALIER :	92
VII.3.4.1.SECTION TRANSVERSALE DE LA TRANCHEE (S_{TR}) :	92
VII.3.4.2.SECTION DU CAVALIER (S_C) :	93
VII.3.4.3. HAUTEUR DU CAVALIER (H_C) :	93
VII.3.4.4.DISTANCE DE LA MISE DU CAVALIER (A) :	94
VII.3.5.CHOIX DE L’EXCAVATEUR ET LE PROCEDE D’EXCAVATION :	94
VII.3.5.1. PELLE EQUIPEE EN RETRO :	94
VII.3.5.2. PELLE EQUIPEE EN BUTEE :	94
VII.3.5.3. RENDEMENT D’EXPLOITATION DE LA PELLE CHOISIE :	96
VII.3.5.4. CALCUL DU TEMPS D’EXECUTION :	96
VII.4.AMENAGEMENT DU LIT DE POSE DES CONDUITES :	97
VII.5. POSE DE CONDUITE :	98
VII.6.EPREUVE DE JOINT ET DE LA CANALISATION :	98
VII.7.REMBLAIEMENT DES TRANCHEES :	98
VII.8.CHOIX DU BULLDOZER :	99
CHAPITRE VIII PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL	
VIII.1.CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL DANS UN CHANTIER	
HYDRAULIQUE :	101
VIII.1.1.FACTEURS HUMAINS :	102
VIII.1.2.FACTEURS MATERIELS :	102
VI.2.LISTE DES CONDITIONS DANGEREUSES :	102
VIII.3.LISTE DES ACTIONS DANGEREUSES :	103

VIII.4.MESURES PREVENTIVES POUR EVITER LES CAUSES DES ACCIDENTS :	103
VIII.4.1.PROTECTION INDIVIDUELLE :	103
VIII.4.2.AUTRE PROTECTIONS :	103
VIII.4.3.PROTECTION COLLECTIVE :	104
VIII.4.3.1.ÉQUIPEMENT DE MISE EN ŒUVRE DU BETON :	104
VIII.4.3.2.ENGIN DE LEVAGE :	104
VIII.4.3.3.APPAREILLAGE ELECTRIQUE :	104
CONCLUSION GENERALE	105

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Tableau N° I.1 : Répartition mensuelle des précipitations	04
Tableau I.2: Les températures.....	05
Tableau II-1 : Evolution de la population	09
Tableau II.2 : Evaluation des besoins le long terme	12
Tableau II.3 Variation du coefficient β_{\max}	14
Tableau II.4 : Variation du coefficient β_{\min}	15
Tableau II.5 : Les besoins en eau minimale journalière de la ville.....	15
Tableau II.6 : Les besoins en eau minimale journalière de la ville	16
Tableau II.7 : les besoins en eau maximale journalière de la ville	17
Tableau II.8: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :.....	18-19
Tableau II.9 : Répartition des débits horaires	20
Tableau III.1 : calcul de la capacité de réservoir	31
Tableau IV.1: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	42
Tableau IV.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe	43
Tableau IV.3 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits.....	47
Tableau IV.4 : débit en fonction des diamètres avantageux	47
Tableau IV.5 : Formules de perte de charge totale.....	49
Tableau IV.6 : : Résultats de la simulation	50
Tableau IV.7 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds.....	51
Tableau V.1 : Détermination de la hauteur manométrique	75
Tableau V.2: Détermination des frais d'exploitation	76
Tableau V.3 : Détermination du montant d'amortissement	77
Tableau V.4 : Détermination du prix total. (Bilan)	78
Tableau V.5 : Caractéristiques de la station de pompage SP	78
Tableau VII.1. choix du coefficient du talus.....	92
Tableau VII.2. Coefficient de foisonnement.....	93
Tableau VII.3. Paramètres pour la détermination de la pelle.....	95
Tableau VII.4. Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	96
Tableau VII.5. Volume total du lit de sable.....	98
Tableau VII.6. Volume total du remblai.....	99
Tableau VII.7. Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet	99

List des Figures

Figure II.1. Graphique de la consommation en eau de l'agglomération	21
Figure II.2 : Graphique de la consommation d'arrosage.....	21
Figure II.3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération	22
Figure II.4 . courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	22
Figure III.1. Conduite d'adduction	26
Figure III.2 . Conduite de départ.....	27
Figure III.3 . Conduite de trop plein et vidange.....	27
Figure III.4 . Conduite de by-pass.....	28
Figure III.5 . Matérialisation de la réserve d'incendie	29
Figure III.6. Schéma d'un réservoir.....	33
Figure III.7. Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	35
Figure III.8. Traversée des conduites.....	36
Figure IV-1. Schéma de répartition arbitraire des débits cas de pointe.....	45
Figure IV.2. Schéma de répartition arbitraire des débits cas de pointe +incendie.....	52
Figure IV.3. Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe	52
Figure IV.4. Schéma débit et pression pour le cas de pointe.....	53
Figure IV.5.1. Schéma pression et débit pour le cas de pointe+incendie	54
Figure IV.5. 2. Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie	55
Figure IV.6. Robinets vanne papillon.....	56
Figure IV.7. Clapet à double battant.....	57
Figure IV.8. Clapet à simple battant.....	58
Figure IV.9. Clapet à simple battant (à brides).....	58
Figure IV.10. Ventouse.....	60
Figure IV.11. Réservoir anti bélier à vessie butyle.....	62
Figure IV.12. Débitmètres déprimogènes.....	64
Figure IV.13. Manomètre.....	65
Figure IV.14. L'emplacement préférable des ventouses.....	71
Figure V.1. Les courbes caractéristiques de la pompe	80
Figure V.2 . point de fonctionnement de la station SP.....	80
Figure VII.1: Réservoir d'air	87

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les ressources en Algérie aussi bien que celles qui coulent en surface que celles renfermées dans les nappes souterraines constituent l'une des principales richesses sur lesquelles reposent la prospérité du pays dans l'avenir ainsi que la réussite de tout développement économique.

L'eau source de vie et de développement constitue d'une part le facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole et d'autre part un facteur déterminant pour la croissance du développement socio économique du pays.

C'est dans ce sens que les efforts importants ont été consenti par l'état durant les dernières années pour accroître la mobilisation des eaux et enfin de répondre à la satisfaction des besoins en eau de la population ; de l'industrie et de l'agriculture

Dans ce but le secteur hydraulique qui figure parmi les préoccupations du développement et œuvre toujours pour faire face a toutes les contraintes.

Le but de ces efforts c'est la réalisation d'un grand nombre d'ouvrages hydrauliques Le pari de la relève de l'or noir est engagé aujourd'hui pleinement grâce a la détermination des hydrauliciens de leur volonté de faire jaillir des gerbes d'eau afin de transformer les périmètres en nouvelles terres promises a une prospérité sans fin.

A cet effet la Willaya de Naama a bénéficié de plusieurs projets ou les techniciens de l'hydraulique essaient de préserver ce don du ciel qui est un élément précieux.

La présente étude entre dans le cadre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquence améliore le cadre vie du citoyen.

Ce modeste travail a été basé sur un travail de terrain.

Nos investigations ont été faites grâce aux anciens conducteurs qui connaissent parfaitement la région.

La surface totale du périmètre d'étude est de 130 ha environs.

Chapitre I

Présentation de la

ville

d'ELBIODH

I.1.Généralités :

La présente étude a pour objet, l'étude de projection d'un réseau d'alimentation en eau potable de l'ensemble des lotissements et quartiers se situant au sud de centre de l'agglomération, a partir du réservoir sur terre de capacité doit calculer.

En égard de la situation géographique et topographique du site, le périmètre de l'étude s'étend jusqu'à couvrir les lotissements, qui en fait représentent l'extension du centre en direction du sud est .

Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur site, de procéder à la collecte des données et informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la subdivision d'hydraulique et les services techniques concernés.

I.2.APERCU HISTORIQUE :

El Biodh fut une gare ferroviaire installée en 1932 sur l'axe Mohammadia-Bechar,

Tout autour le premier site (SAS) a été créé et devenu ensuite le noyau sur lequel s'est développé El Biodh .

I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE :

La commune d'El Biodh est située au Nord-Est de la wilaya de Naama, elle est limitée :

-Au Nord par la wilaya de Sidi Bel Abbès,

-Au Sud par les communes de Mecheria et Naama,

-A l'Est par la wilaya d'El Bayadh,

-A l'Ouest par les communes de Mekmen Ben Amar et Ain Ben Khellil.

I.4.CARACTERISTIQUES DE LA COMMUNE :

Elle fait partie de la zone des hautes plaines steppiques et s'étend sur une superficie de **372200 ha**. La commune est à vocation agro-pastorale avec plus de **65 %** de sa superficie occupée par des parcours.

Topographiquement, le territoire communal est caractérisé par la prédominance des plateaux.

Géomorphologiquement c'est une vaste zone présentant :

(Les djebels, les glacis, les dayas et chenaux d'Oueds alluvionnés, les bordures du chott et les formations éoliennes.)

I.4.1.APERCU HYDROGEOLOGIQUE :

En l'absence d'études hydrogéologiques approfondies; le potentiel hydrique demeure peu connu.

La chevelure hydrographique est formée principalement par Oued El Biodh et Oued Khabbaza

La commune abrite 03 retenues : Une à Khabbaza , l'autre à Bouggarne et la troisième du Djebel Antar .

I.4.2.Situation climatologique :**I.4.2.1. CLIMAT :**

A El Biodh sévit un climat aride avec une irrégularité pluviométrique avec des concentrations de pluies en automne (Novembre) à la fin de l'hiver et début de printemps (Mars et Avril).

Pour mieux cerner le phénomène et à défaut de station météorologique propre à la commune.

Nous prenons les données enregistrées à la station de Mecheria.

I.4.2.2. PRECIPITATION :

Le territoire communal reçoit au moyenne 200 à 300 mm / an.

Le nombre de jours de pluie est 62 J environs.

Tableau N° I.1 : Répartition mensuelle des précipitations :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pluviométrie (mm)	21	24	32	29	5	14	05	08	34	29	43	29
Nbre de jour	6	6	6	5	5	4	3	3	6	5	7	6

Source ANRH

I.4.2.3. LA NEIGE :

Elle est remarquée notamment au sommet des Djebel. La station de Mecheria enregistre seulement 4,7 j/ an ce qui demeure faible..

Les gelés durent de 30 à 40 J / an

I.4.2.4. LA TEMPERATURE :

La commune d'ELBIODH influencée par le climat aride. En été il fait très chaud et sec, et un hiver pluvieux avec chute des neiges dans les hautes parties dépassants certain d'altitude.

Tableau N° I.2 : les températures

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T°Moyenne	6,2	7,2	10,6	14,3	17,6	23,2	27,7	27,5	22,6	16,4	10,1	6,6

Source ANRH

I.4.2.4. LES VENTS :

Les vents dominants durant la saison humide (automne, hiver et début de printemps) sont ceux de l'Ouest et Nord Ouest, alors que pendant la période chaude les vents dominants sont ceux du Sud et Sud-est.

Le Sirocco sévit 15 J / an

Source ANRH

I.4.3.SANITAIRES :**I.4.3.1 BESOINS EN EQUIPEMENTS SANITAIRES :**

La couverture sanitaire au niveau de la commune d'El Biodh demeure insuffisante et pour développer le secteur, le P.D.A.U prévoit :

- Une maternité rurale pour le court terme.
- Une pharmacie pour le moyen terme.
- Une polyclinique et une pharmacie pour le long terme.

I.4.3.2. EQUIPEMENTS DIVERS

Elle dispose :

- Un centre culturel (une mosquée, une école coranique, un stade + terrain de foot, une agence Postale)
- 38 commerces de détail, 06 boucheries, 02 crémeries, un commerce Artisanal, une boulangerie, un fabricant de parpaing, un fabricant de grillage métallique (F.G.M.S)
- un soudeur, 02 garages mécaniques, 03 moulins, une droguerie, un siège A.P.C

un siège gendarmerie, une prison, un bain (Hammam), une pépinière, 03 sièges d'administration, un Souk Hebdomadaire et quelque taxi phone.)

Pour le chef-lieu le P.D.A.U prévoit :

(Centre artisanal, stade, centre multifonctionnel, pole commercial, centre culturel, cybercafé, école archéologique, hôtel, parc d'attraction, espace de détente, siège A.P.C, E.F.E 1^{er} 2^{eme} cycle, C.E.M 3^{eme} cycle, lycée, maternité, pharmacie, salle polyvalente, marché couvert, marché a bestiaux, commerce, antenne P.T.T, centre vétérinaire, bibliothèque, hammam, abattoir, café Restaurant, polyclinique, mosquée, zone d'activité.).

I.4.3.PRESENTATION HYDRAULIQUE :

I.4.3.1SITUATION ACTUELLE :

A) LES RESSOURCES :

Le centre d'El- Biodh est alimentée a partir des eaux souterraines (un forage et deux puits).

A.1.CARACTERISTIQUES DES FORAGES ET PUIITS :

A.1.1.FORAGE :

Le forage est situé au sud ouest de l'agglomération chef lieu à une distance d'environ 800 m.

Il donne un débit de 80 l/s. Le débit exploité est refoulé vers le réservoir.

A.1.2.PUIITS N° 01 :

Ce puits est situé dans la partie ouest de l'agglomération chef lieu il donne un débit de 5 l/s.

A.1.3.PUIITS N° 02 :

Ce puits est situé dans la partie est de l'agglomération chef lieu (prés de la pépinière) ; il donne un débit de 3.3l/s.

On signale l'existence de ces puits qui était destiné à l'approvisionnement d'une pépinière.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en potable.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un nouveau réseau de distribution afin de résoudre tous ces problèmes pour cette agglomération

Chapitre II

Estimation des besoins en eaux

Introduction :

Dans ce chapitre intitulé évolution des besoins en eau, notre objectif est de vérifier l'équilibre entre la production, le stockage et la demande en eau de la population avec son évolution dans le temps pour un horizon estimé à (2028). Notre zone d'étude est une région à vocation agro-pastorale

L'essor de l'agriculture et une croissance démographique galopante nécessitent des besoins en eau très importantes.

II.1. Analyse démographique :

L'étude de la population consiste à analyser la situation démographique du périmètre de l'étude. Une analyse de l'évolution de la population, des variables démographiques tels que natalité, mortalité, accroissement naturel de la population etc....

Sachant que toute planification spatiale, scénario d'aménagement devra tenir compte de l'évolution de la population, de ses mouvements dans le temps et dans l'espace et ses besoins en matière de logements et d'équipements. Lors de ces analyses, on s'est basé sur les données du PDAU.

II.2. Etude d'évolution de la population :**II.2.2. Etude démographique :**

Selon nos informations recueillies au niveau de l'APC et données du PDAU, la population globale de la commune d'ELBIODH s'élève environ à **15973** habitants, néanmoins et au cours des années suivantes, celle-ci s'est vu rattachée au chef lieu de la commune pour ne constituer qu'une seule agglomération. De ce fait nos prévisions en matière de population aux horizons futures suivront un taux d'accroissement global légèrement régressif.

II.2.3. Prévision de la population :

En ce qui concerne les prévisions pour le long terme, nous préconisons un taux d'accroissement moyen estimé à $T=2,6\%$, et une population stable au-delà de 2028 en raison de la saturation du périmètre d'étude et le caractère agricole de la région. Nous disposons comme donnée de base, le nombre de la population de 2008 qui est évalué à 15973 habitants

2.2.4. Prévision de la population aux horizons d'études :

Pour les calculs d'estimation de la population future, nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 * (1 + \tau)^n \dots\dots\dots(1)$$

Avec P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : la population de base (2008).

τ : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population (0,026).

n : le nombre des années d'écart.

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°II.1 : Evolution de la population

LIEU	Population en 2008(hab.)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2028(hab.)
CENTRE D'ELBIODH	15973	2,6	17289

II.3. Evolution des besoins en eau potable :**II.3.1. Généralités :**

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

A) Besoins domestique:

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

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

B) Besoins publics:

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

C) Besoins industriels et agricoles :

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

D) Besoins scolaires :

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

E) Besoins sanitaires :

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

F) Besoins d'incendie :

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

G) Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique) :

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

II.4. Evaluation des débits :

II.4.1 Généralité :

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

II.4.2. Consommation unitaire et choix de la dotation :

La dotation en eau allouée aux horizons considérés est en général en fonction des ressources disponibles. Selon l'ADE de la commune d'ELBIODH, les besoins actuelles sont estimés à 150 l/j/hab. Toutefois pour les besoins futurs de notre zone d'étude, ceux-ci sont croissants et peuvent atteindre jusqu'à 180 l/j/hab.

II.4.3. Calcul du débit moyen journalier (2008):

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i * N_i}{1000} (m^3 / j) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- D_i : dotation journalière en l/j/hab.
- N_i : nombre de consommateurs.

$$\text{AN : } Q_{\text{moy},j} = \frac{150 * 15973}{1000} = 2395,95 \text{ m}^3/j$$

$Q_{\text{moy},j} = 2395,95 \text{ m}^3/j$
--

II.4.4. Débit de consommation moyenne des équipements à l'état actuel :

En ce qui concerne les équipements, nous allons les récapituler dans le tableau II.2

Tableau II.2 Evaluation des besoins le long terme :

DESIGNATION	SPECIFICATION	NOMBRE	DOTATION	DEBIT (l/s)	DEBIT (m3 / j)
DOMESTIQUES	/	17289 habitants	150 l/j/hab	30	2593,35
SCOLAIRES	1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} cycle lycée 01 école coranique	4860 élèves	100 l/j/el	5.625	486
SANITAIRES	01 centre de santé + 01 maternité+ 02 cabinets med. 03 pharmacies+ polyclinique	52 personnes	30 l/j/per	0.018	1.56
CULTURELS ET CULTUELS	02 mosquées	2000 fidèles environs	25 l/j/per	0.578	50
	02 bibliothèques	200 pers	20 l/j/per	0.0462	4
LOISIRS ET SPORTS	Bain douche	30 postes	200 l/poste	0.0694	6
COMMERCIAUX	Centres commerciaux	4000 m2	5 l/j/m2	0.231	20
	Divers commerces	50 employer	20 l/j/per	0.011	1
ADMINISTRATIFS	Diverses administrations	70 employer	20 l/j/per	0.016	1.40
ARROSAGES	Espaces verts	5000 m2	5 l/j/m2	0.29	25
ACTIVITES OU INDUSTRIES	Zone d'activité	10 ha	0.5 l/s/ha	5	432
TOTAL	/	/	/	41,9	3620,31

II.5 Etude des variations des débits

II.5.1. Variation des débits de consommation dans le temps

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. Elles représentent les variations les plus importantes.

II.5.2. Coefficient d'irrégularité

II.5.2.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la semaine, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \dots \dots \dots (3)$$

Ce coefficient $K_{max,j}$ varie entre **1.1** et **1.3**, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II.5.2.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \dots \dots \dots (4)$$

Ce coefficient $K_{min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

II.5.2.3. Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$) : Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de

l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots(5)$$

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 étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°7 nous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.3 : variation du coefficient β_{max}

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 17289 alors :

Par interpolation on fait calculer β_{max} :

$$\beta_{max} = 1,3 - \left[\left(\frac{1,3 - 1,2}{20000 - 10000} \right) \times (17289 - 10000) \right]$$

$$\beta_{max} = 1,23$$

la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,23 * 1,3 = 1,6$$

$$K_{max,h} = 1,6$$

II.5.2.4.Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots\dots\dots(6)$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°8 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.4 : variation du coefficient β_{\min}

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

Donc pour notre cas on prend

$$\beta_{\min N} = 0,4 + \left[\left(\frac{0,5 - 0,4}{20000 - 10000} \right) \times (17289 - 10000) \right]$$

$$\beta_{\min N} = 0,47$$

la valeur de $K_{\min, h}$ sera alors :

$$K_{\min, h} = 0,5 * 0,47 = 0,235.$$

$$K_{\min, h} = 0,235$$

II.5.2. Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville

Tableau N°II.5 : des besoins en eau minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	Q_{moyj} (m ³ /j)	K_{minj}	Q_{minj} (m ³ /j)
Agglomérations	4027,31	0,8	3221,85
Arrosages	25	0,7	17,5
total	4052,31		3239,35

II.5.3. Détermination des débits journaliers

II.5.3.1. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (7)$$

Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville

Tableau N°II.6 : des besoins en eau minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m ³ /j)
Agglomérations	4027,31	0,8	3221,85
Arrosages	25	0,7	17,5
total	4052,31		3239,35

$$Q_{min,j} = 3239,35 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5.3.2. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (8)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m³/j ;
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière , donc :

Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville

Tableau N°II.7 : les besoins en eau maximale journalière de la ville

Catégorie des besoins	Q_{moyj} (m ³ /j)	K_{maxj}	Q_{maxj} (m ³ /j)
Agglomérations	4027,31	1,1	4430,04
Arrosages	25	1	25
totale	4052,31		4455,04

D'où : $Q_{max,j} = 4455,04 \text{ m}^3/\text{j}$

4.4 Détermination des débits horaires :

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

II.5.4. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots \dots \dots (9)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h ;

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;

$$\text{Donc : } Q_{moy,h} = \frac{4455,04}{24} = 185,63 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{moy,h} = 185,63 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.5.5. Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h} \dots \dots \dots (10)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h ;

- $K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{max,h} = 1,6 * 185,63 = 297 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max,h} = 297 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ou } 82,5 \text{ l/s}$$

II.6. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition variant de moins de 10000 habitants pour l'année 2008 et de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2028

Tableau II.8 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5

Suite du tableau II.8

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

II.7. Etude de la variation des débits horaires :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (annexe N° 1).

II.8.Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur est :

$$Q_h = \frac{P\% Q_{\max j}}{100} \quad \text{Avec : } Q_h = \text{débit horaire nécessaire}$$

P% = pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue de quatre heures pendant la journée

Tableau N°II.9: Répartition des débits horaires :

Heures	Agglomération		arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	Q _{max,j} =4430.04m ³ /j (%)	m ³ /h	Q _{max,j} =25 m ³ /j %	m ³ /h	Q _{max,j} =4455,04 m ³ /j %	m ³ /h	Q _{max,j} m ³ /h	
0-1	1.5	66,45			1,49	66,45	1,49	66,45
1-2	1.5	66,45			1,49	66,45	2,98	132,9
2-3	1.5	66,45			1,49	66,45	4,47	199,35
3-4	1.5	66,45			1,49	66,45	5,97	265,8
4-5	2.5	110,75			2,486	110,75	8,45	376,55
5-6	3.5	155,05			3,48	155,05	11,93	531,6
6-7	4.5	199,35	25	6,25	4,615	205,6	16,54	737,2
7-8	5.5	243,65	25	6,25	5,61	249,9	22,16	987,1
8-9	6.25	276,88			6,215	276,88	29,05	1264
9-10	6.25	276,88			6,215	276,88	34,58	1540,86
10-11	6.25	276,88			6,215	276,88	40,80	1817,74
11-12	6.25	276,88			6,215	276,88	47,16	2094,62
12-13	5.00	221,5			4,94	221,5	50,85	2316,12
13-14	5.00	221,5			4,94	221,5	55,71	2537,62
14-15	5.50	243,65			5,47	243,65	61,06	2781,27
15-16	6.00	265,8			5,97	265,8	66,9	3047,07
16-17	6.00	265,8	25	6,25	6,11	272,05	72,87	3319,12
17-18	5.50	243,65	25	6,25	5,61	249,9	78,35	3569,02
18-19	5.00	221,5			4,94	221,5	83,22	3790,52
19-20	4.50	199,35			4,47	199,35	87,59	3989,87
20-21	4.00	177,2			3,98	177,2	91,48	4167,07
21-22	3.00	132,9			2,98	132,9	94,4	4300
22-23	2.00	88,6			1,99	88,6	96,35	4388,6
23-24	1.50	66,45			1,49	66,45	100	4455,04
Total	100	4430,04	100	25		4455,04		

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\min h} = 66,45 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 276,88 \text{ m}^3/\text{h}$$

Nous pouvons donc tracer les graphes : avec une échelle verticale de 1cm → 2/3 m³/h

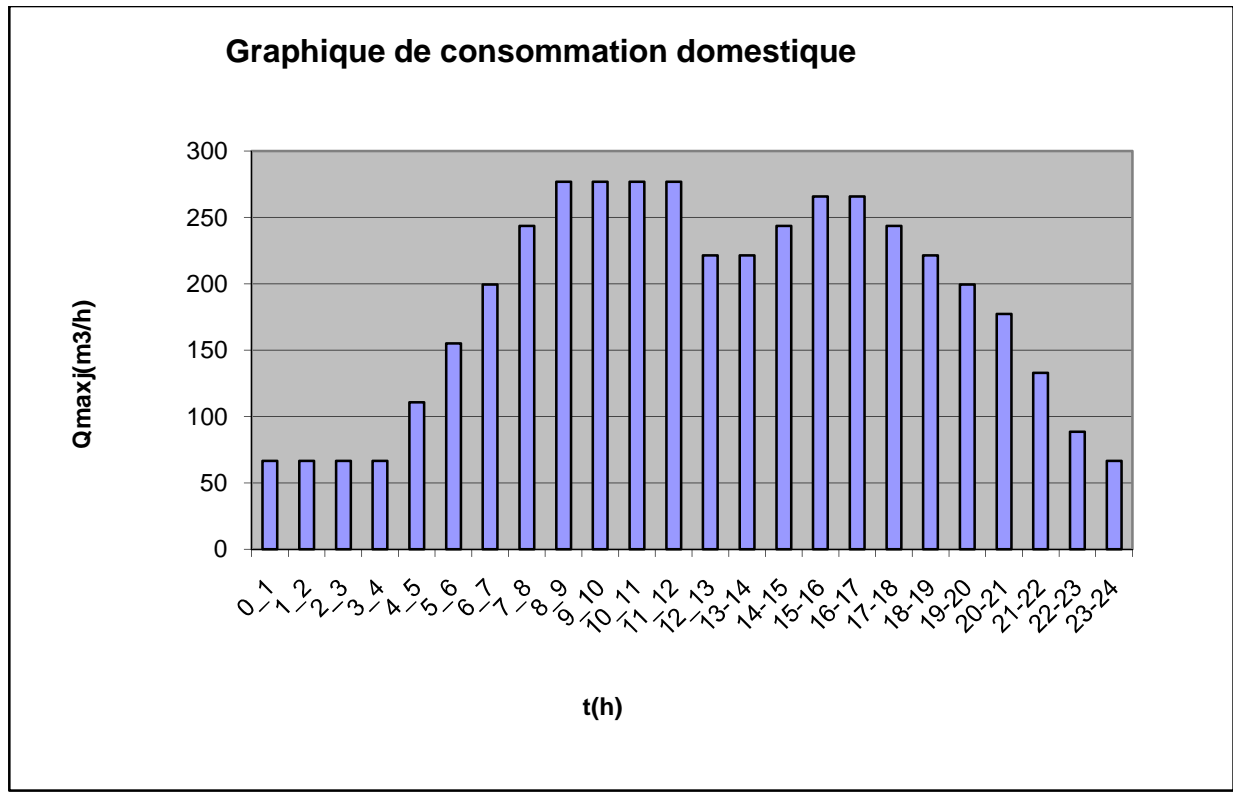


Figure II - 1 : Graphique de la consommation en eau de l’agglomération

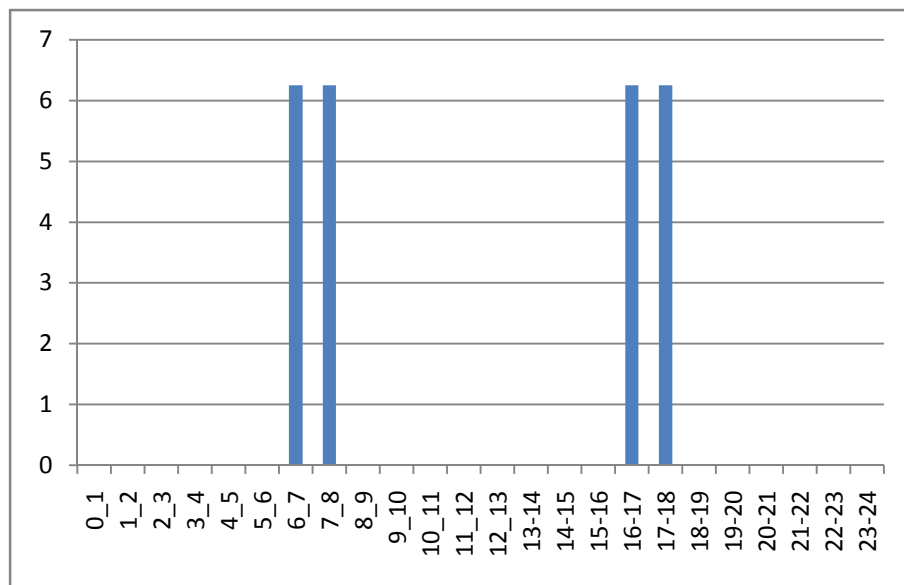


Figure II - 2 : Graphique de la consommation d’arrosage

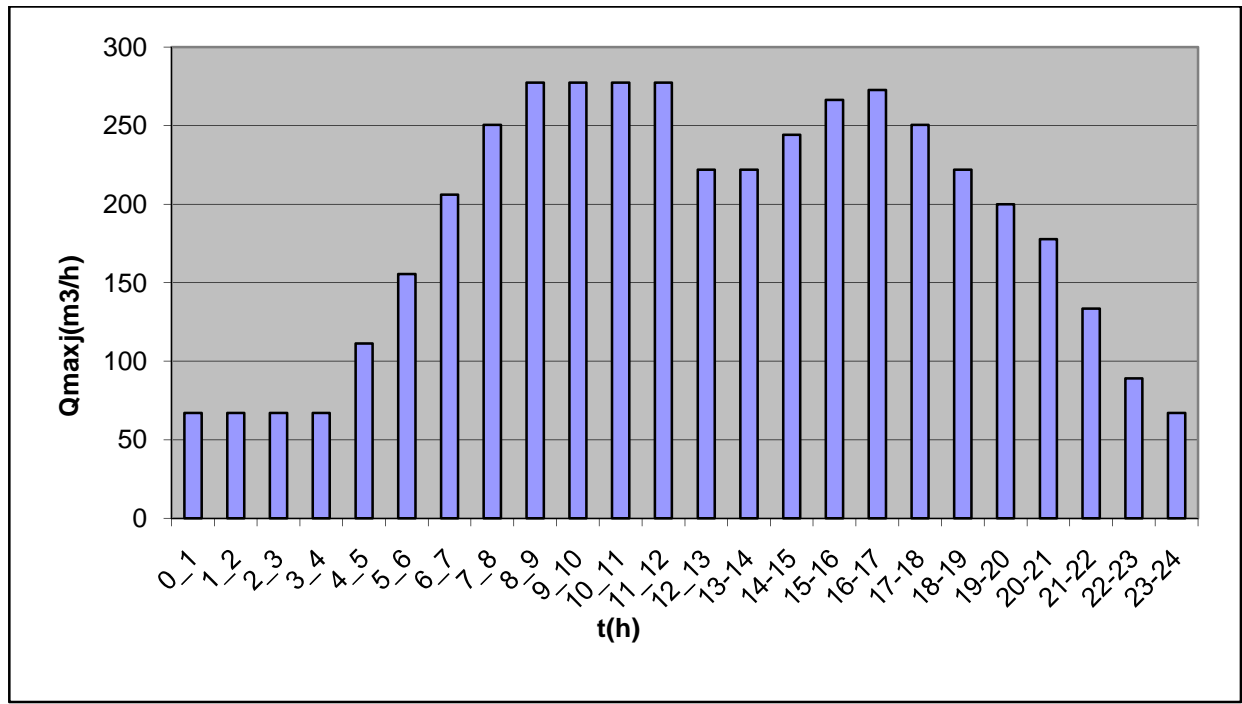


Figure II -3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération

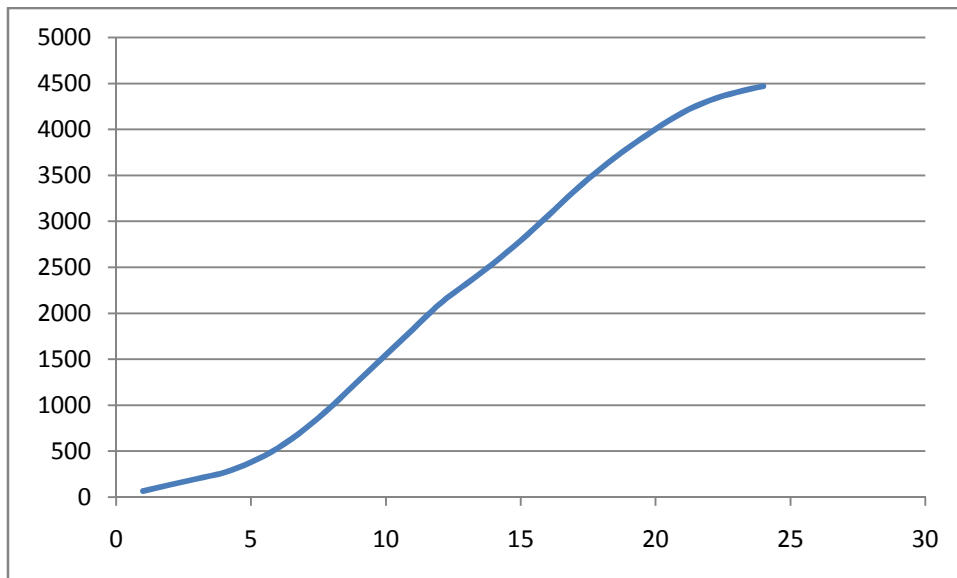


Figure II -4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

Chapitre III

Les réservoirs d'eau

1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

2. Rôle des réservoirs

✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

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

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

2.1 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- l'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

2.2 Choix du type du réservoir

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, le réservoir existant est un réservoir surélevé construit en maçonnerie. La hauteur du plan d'eau est de 4m.

Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite d'arrivée de DN 300 mm
- Conduite de trop plein de DN20 mm en fonte
- Conduite principale de distribution DN400 mm en amiantement.

2.3 Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- ❖ d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- ❖ d'une conduite de départ ou de distribution ;
- ❖ d'une conduite de vidange ;
- ❖ d'une conduite de trop-plein ;
- ❖ du système de matérialisation d'incendie ;
- ❖ d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

2.3.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

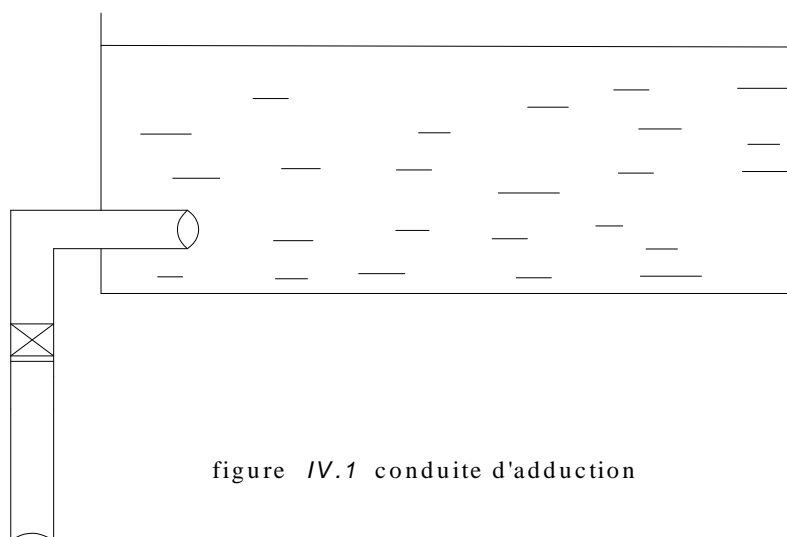


figure IV.1 conduite d'adduction

2.3.2 Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

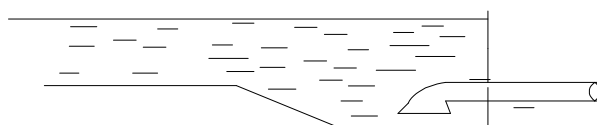


figure IV.2. conduite de départ

2.3.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

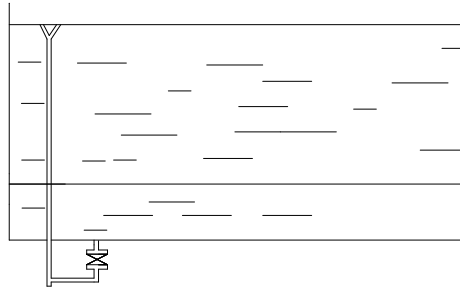


figure IV.3. conduite de trop plein et de vidange

2.3.4 Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

2.3.5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge.

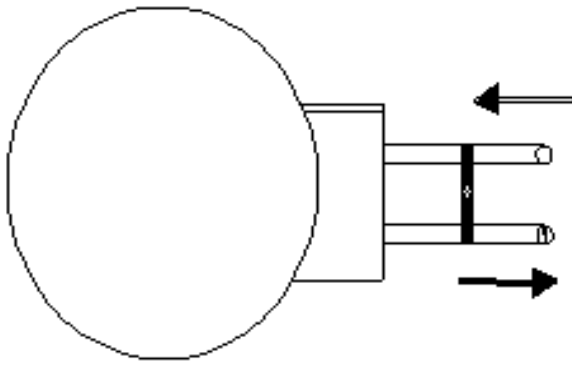


figure IV.4: conduite By-pass

IV.7.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un événement d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessus d'un niveau défini au préalable.

Le système de fonctionnement est le suivant:

- Fonctionnement normal : 1 et 3 : ouverts 2 fermé.
- Cas d'incendie. Il suffit d'ouvrir 2

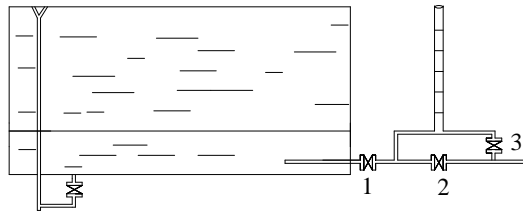


figure N°5: matérialisation de la réserve d'incendie

3. Vidange et remplissage des réservoirs

Nous distinguons trois cas :

- le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$). C'est la vidange rapide ;
- le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_S .
- le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_S .

4. Détermination de la capacité du réservoir

4.1. Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant

Le stockage de l'eau potable de la commune de H'laimia est assuré par un seul réservoir. C'est un château d'eau qui n'a pas uniquement comme rôle l'alimentation de cette zone, car il assure aussi le remplissage des autres réservoirs gravitairement ; c'est donc aussi un réservoir tampon.

Le château d'eau en question est un ouvrage en béton armé composé d'une cuve cylindrique reposant sur une tour conçue en voile circulaire.

4.2 Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder:

- Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé ;
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

IV.6. calcul le volume du réservoir projeté

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante : $V_{cal} = P\% * Q_{max j}$

P% : représente le maximum des restes de $Q_{max j}$.

Tableau N°IV.1 : Calcul de la capacité de réservoir

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	1.5		1.5	8,50
1-2	0	1.5		1.5	7,00
2-3	0	1.5		1.5	5,50
3-4	0	1.5		1.5	4,00
4-5	5	2.5	2,5		6,50

Chapitre III

les réservoirs d'eau

5-6	5	3.5	1,5		8,00
6-7	5	4.5	0,5		8,50
7-8	5	5.5		0,5	8,00
8-9	5	6.25		1,25	6,75
9-10	5	6.25		1,25	5,50
10-11	5	6.25		1,25	4,25
11-12	5	6.25		1,25	3,00
12-13	5	5.00		0	3,00
13-14	5	5.00		0	3,00
14-15	5	5.50		0,5	2,5
15-16	5	6.00		1	1,5
16-17	5	6.00		1	0,5
17-18	5	5.50		0,5	0,00
18-19	5	5.00		0	0,00
19-20	5	4.50	0,5		0,50
20-21	5	4.00	1		1,5
21-22	5	3.00	2		3,5
22-23	5	2.00	3		6,5
23-24	5	1.50	3,5		10,00
total	100	100			

D'où le volume utile sera :

$$V_{cal} = \frac{10 \cdot 4455,05}{100} = 445,5 m^3$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à $120 m^3$

Donc

$$V_t = 445,5 + 120 = 565,5 m^3$$

Remarque :

On doit projeter un réservoir de capacité de $750 m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $565,5 m^3$. La capacité proposée est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

➤ **Dimensions du réservoir**

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

- Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{IV.3})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 6$ m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 750}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 12,61 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 13 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

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

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 750}{3,14 * 13^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,653 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

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

$$\text{AN: } S = \frac{2500}{5,65} \Rightarrow \mathbf{S = 132,74 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir

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

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

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0,47 \text{ m}$

AN: $H = 5,53 + 0,35 \Rightarrow H = 6 \text{ m}$

- La hauteur de la réserve d'incendie :
-

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

AN : $h_{inc} = \frac{120}{132,74} \Rightarrow h_{inc} = 0,9 \text{ m}$

IV.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve [4]

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

➤ **1^{er} cas** : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.5).

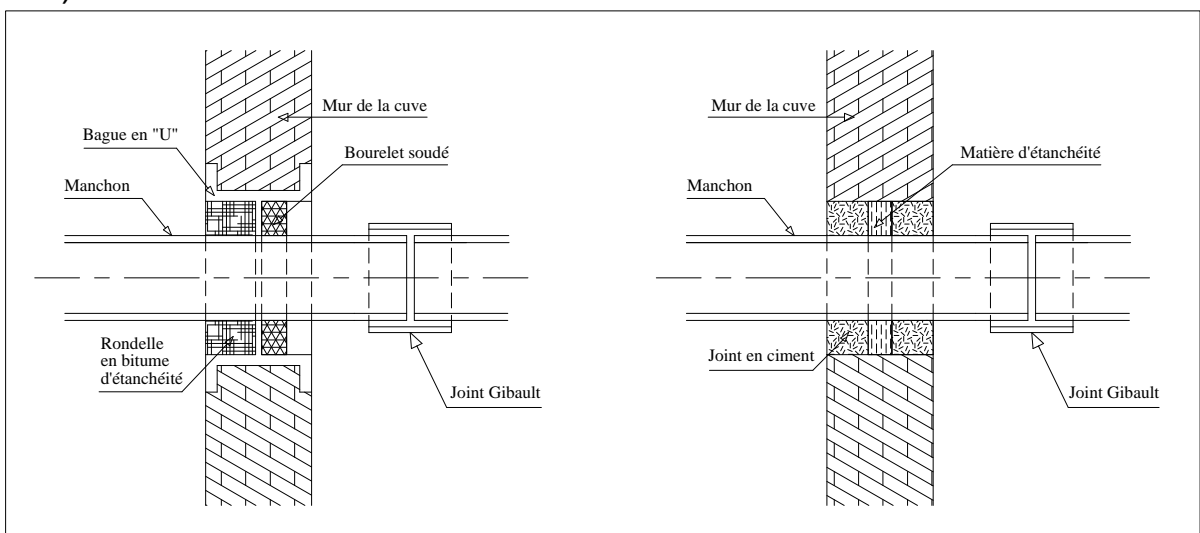


Figure IV.5: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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

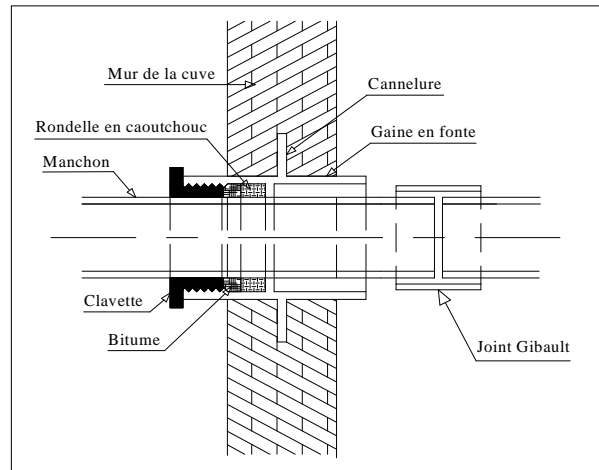


Figure IV.6: Traversée des conduites

CONCLUSION :

on doit projeter un réservoir de capacité de 750m^3 , La capacité proposer est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

On outre et à partir de ces résultats nous pouvons procéder au dimensionnement du réseau de distribution.

Chapitre IV

Réseau de

Distribution

INTRODUCTION :

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits route pour chaque tronçon.

IV.1. CHOIX DU SYSTEME DE DISTRIBUTION :

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

IV.2. LES DIFFERENTS TYPES DE RESEAUX :

On distingue trois types de réseaux :

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

IV.2.1. LE RESEAU RAMIFIE :

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau. [1]

IV.2.2. LE RESEAU ETAGE :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

IV.2.3.LE RESEAU MAILLE :

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution en retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Dans le cas de notre travail, le réseau maillé a été retenu.

IV.3. CHOIX DU TYPE DE RESEAU :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas des réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixtes (ramifiés+maillés)). Le réseau de distribution choisi dans notre cas d'étude est le réseau maillé suite à des nombreux avantages qu'il procure.

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs bouches fermés en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

IV.4. PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU MAILLE :

Pour le tracé du réseau maillé nous devons :

- repérer les consommateurs importants par exemple les usines et les zones de forte densité;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;

-Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;

-pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.5. CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

IV.5.1.TUYAUX EN FONTE :

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus des inconvénients.

IV.5.1.1.LES AVANTAGES :

- Bonne résistances aux sollicitations du fluide ;
- Bonne résistance aux chocs et aux charges compressible ;
- Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joint, par conséquent, une réduction des risques de fuite
- Facilité de pose.

IV.5.1.2.LES INCONVENIENTS :

- Sensible a la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse ;
- Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un cout très élevé pendant la pose ;
- Mauvaise résistance au cisaillement ;
- Une durée de vie d'environ 30 ans.

IV.5.2.TUYAUX EN ACIER :

Les tuyaux en acier sont beaucoup plus léger que les tuyaux en fonte d'où l'économie sur le transport et la pose.

IV.5.2.1.LES AVANTAGE :

- Résistances aux contraintes (choc, écrasement.) ;
- Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.

IV.5.2.2.LES INCONVENIENTS :

Leur principal inconvénient est la corrosion c'est-à-dire sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse

IV.5.3.TUYAUX EN P.E.H.D :

IV.5.3.1.LES AVANTAGES :

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

IV.5. 3.2.LES INCONVENIENT :

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyéthylène, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent.

IV.6. CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

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

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.
- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe ;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

IV.7.DETERMINATION DES DEBITS :**IV.7.1. LE DEBIT ROUTE :**

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

IV.7.2. LE DEBIT SPECIFIQUE :

Le débit spécifique est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

IV.7.3.LE DEBIT AU NŒUD :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \text{ Avec}$$

$Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud.

NB : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

IV.8.CALCUL DES DEBITS :

IV.8.1. CAS DE POINTE :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures.

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 276,87 \text{ m}^3/\text{h} = 76,9 \text{ l/s} \text{ et } Q_{\text{conc}} = 432 \text{ m}^3/\text{j} = 5 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} - Q_{\text{conc}} = 76,9 - 5 = 71,9 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 5340 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{\text{spc}} = 71,9/5340 = 0,0135 \text{ l/s/m}$$

Finalement on a donc : **$Q_{\text{spc}} = 0,0135 \text{ l/s/m}$**

Tableau N°IV.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Heures de pointe (8 heures à 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	76,9
	Q_{conc} (l/s)	5
	Q_{route} (l/s)	71,9
	$\sum L_i$ (m)	5340
	Q_{spc} (l/s/m)	0,0135

NB : Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus.

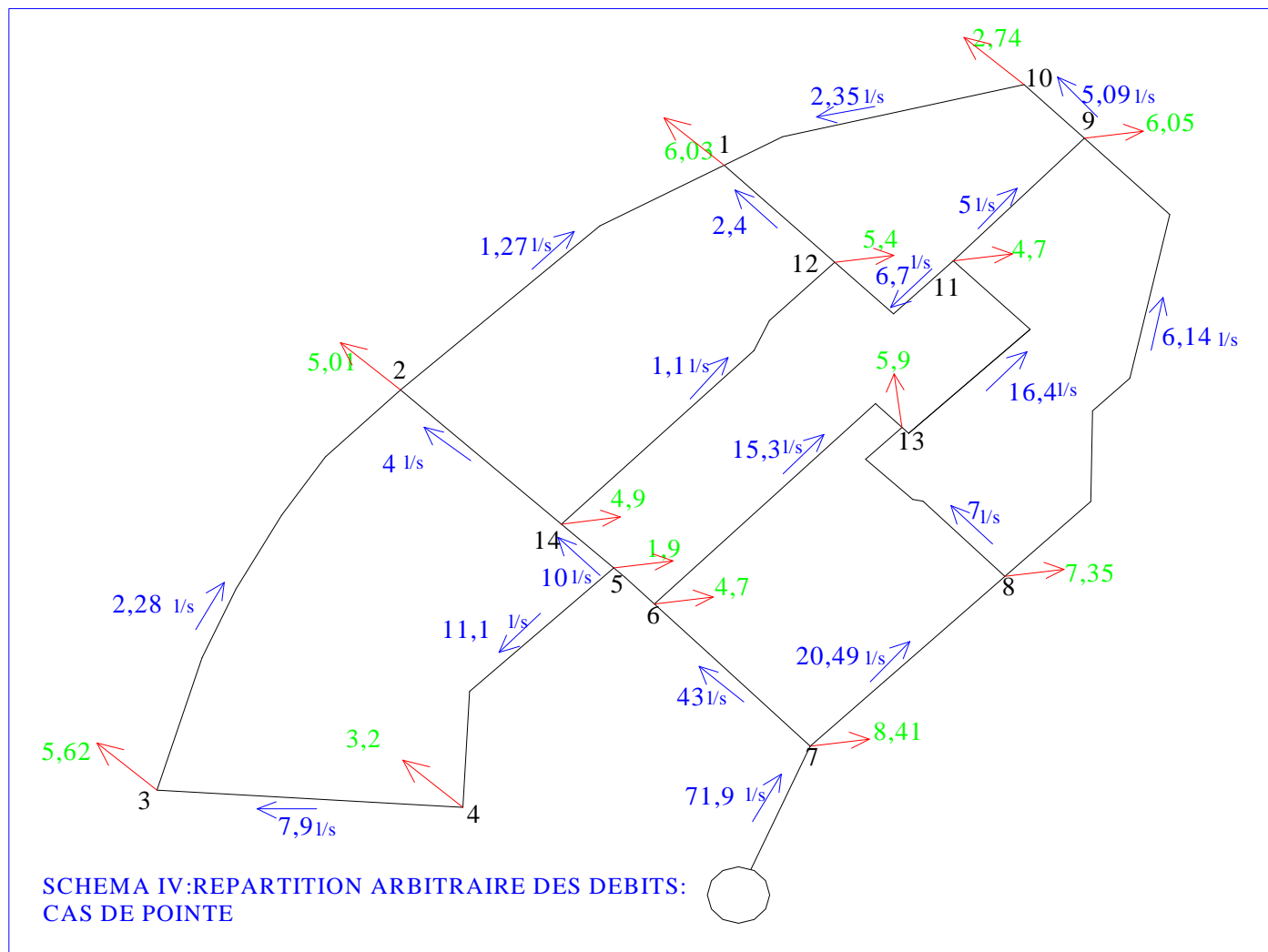
Tableau N°IV.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

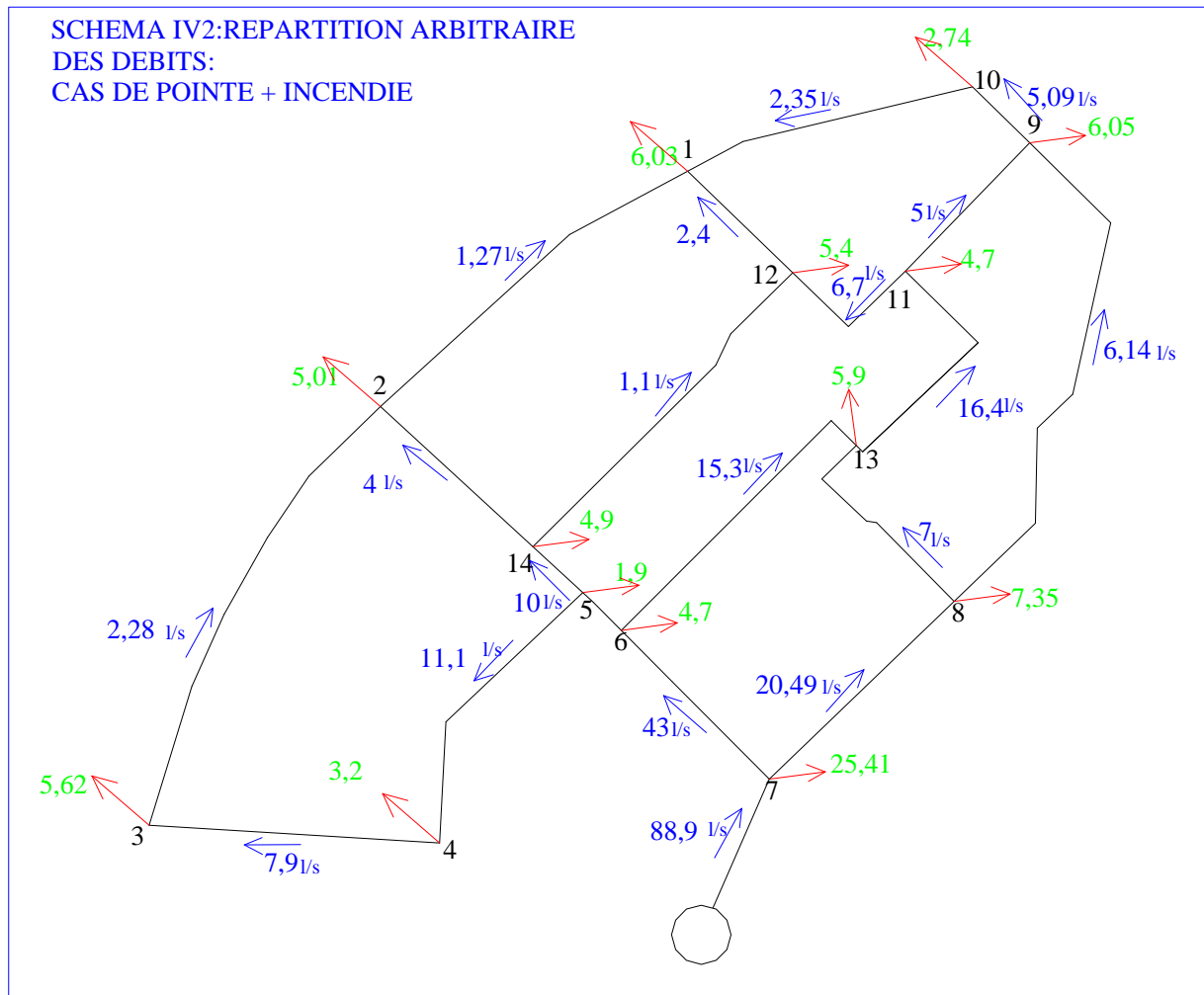
Nœuds	TRONCON	L(m)	Qspec(l/s/m)	Qrout (l/s/m)	Qnoeud(l/s)	cotes(m)
1	1_2	418,23	0,0135	5,63	6,03	1809,9
	1_12	156,85		2,11		
	1_10	320,6		4,32		
2	2_3	521,75		7,02	5,01	1811,14
	2_14	222,6		3		
3	3_2	521,75		7,02	5,62	1812,6
	3_4	312,4		4,21		
4	4_3	312,4		4,21	3,2	1812,3
	4_5	130,7		1,76		
5	5_6	57,8		0,78	1,9	1811,6
	5_14	72,7		0,98		
	5_4	130,7		1,76		
6	6_7	225,5		3,04	4,7	1811,35
	6_5	57,8		0,79		
	6_13	366,64		4,94		
7	7_8	281		3,78	8,41	1811,44
	7_6	225,5		3,03		
8	8_9	587,03		7,9	7,35	1810,07
	8_13	194,46		2,62		
	8_7	281		3,78		
9	9_10	86		1,16	6,05	1805,07
	9_11	191,17	2,57			
	9_8	587,03	7,9			
10	10_1	320,6	4,32	2,74	1806,15	
	10_9	86	1,16			
11	11_12	168,57	2,27	4,7	1809,07	
	11_13	289,9	3,9			
	11_9	191,17	2,57			
12	12_14	407,36	5,49	5,4	1809,33	
	12_11	168,57	2,27			
	12_1	156,85	2,11			
13	13_6	366,64	4,94	5,9	1809,83	
	13_11	289,9	3,9			
	13_8	194,46	2,62			
14	14_2	222,6	3	4,9	1811,33	
	14_5	72,7	0,98			
	14_12	407,36	5,49			

NB : le tableau ci-dessus nous a permis de déterminer les débits routes et les débits aux nœuds sans la valeur de débit d'incendie.

IV.8.2.CAS DE POINTE + INCENDIE :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N°7.





IV.9.DETERMINATION DES DIAMETRES AVANTAGEUX :

Les diamètres avantageux sont donnés dans le tableau 18 en fonction des débits véhiculés dans chaque tronçon.

Tableau IV.3 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	< 3	3 à 7,3	7,3 à 10,6	10,6 à 15,10	15,10 à 19,8	19,8 à 26,5	26,5 à 42	42 à 65	65 à 93

Suite à la répartition arbitraire des débits que nous avons effectués, nous pouvons alors déterminer le diamètre avantageux de chaque tronçon.

Tableau IV.4 : débit en fonction des diamètres avantageux

tronçons	débit transit (l/s)	diamètres (mm)	vitesses (m/s)
R-N7	71,9	300	1,018
N7-N8	20,49	175	0,85
N7-N6	43	250	0,87
N6-N13	15.3	150	0,87
N8-N13	7	75	1,58
N8-N9	6.14	75	1,39
N13-N11	16.4	150	0,93
N6-N5	23	175	0,96
N11-N9	5	75	1,13
N11-N12	6.7	75	1,52
N5-N14	10	100	1,27
N5-N4	11.1	125	0,94
N4-N3	7.9	100	1
N3-N2	2.28	50	1,16
N14-N2	4	75	0,9
N14-N12	1.1	50	0,56
N9-N10	5.09	75	1,15
N10-N1	2.35	50	1,2
N12-N1	2.4	50	1,22
N2-N1	5.01	75	1,13

IV.10. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU :

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé EPANET. La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par l'EPANET suivant la formule de DARCY-WEISBACH est : $\varepsilon = 0,0015$ mm.

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- formule de Hazen-Williams
- formule de Darcy-Weisbach
- formule de Chezy-Manning

La formule de Hazen-Williams est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents.

La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres. Par contre, la formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

Pour la formule de Darcy-Weisbach, EPANET utilise différentes méthodes pour calculer le facteur de friction (f) selon le régime d'écoulement:

- La formule de Hagen-Poiseuille est utilisée pour un écoulement

Laminaire ($Re < 2000$).

- L'approximation de Swamee et Jain dans l'équation de Colebrook-White est utilisée pour un écoulement entièrement turbulent ($Re > 4000$).

- L'interpolation cubique du diagramme de Moody est utilisée pour un écoulement transitoire ($2000 < Re < 4000$).

Vue les avantages qu'il procure, nous allons simulés notre réseau de distribution avec comme formule de perte de charge celle de DARCY-WEISBACH.

Tableau IV.5 : Formules de perte de charge totale (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en m³/s)

formule	Perte de charge totale
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{-4.871} L$
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\varepsilon,d,q) d^{-5} L$
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

Source : (manuel d'aide d'EPANET)

Avec :

C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams

ε = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)

f = facteur de friction (dépend de ε , d, et q)

n = coefficient de rugosité de Manning

d = diamètre du tuyau (m)

L = longueur du tuyau (m)

q = débit (m³/s)

7. Résultats de la simulation

IV.10.1. CAS DE POINTE :

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.6

Tableau IV.6 : Résultats de la simulation

N arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
7	281	175	0.0015	15.06	0.63	2.35
8	587.03	75	0.0015	3.56	0.8	10.84
9	86	75	0.0015	3.99	0.9	13.51
10	320.6	50	0.0015	1.25	0.64	11.74
12	168.57	75	0.0015	5.63	1.27	25.99
13	156.85	50	0.0015	1.67	0.85	20.02
20	500	250	0.0015	71.91	1.46	7.65
14	405.37	50	0.0015	1.44	0.73	15.15
4	130.7	125	0.0015	10.09	0.82	4.94
21	521.75	50	0.0015	1.27	0.65	9.88
22	312.4	100	0.0015	6.89	0.88	7.26
23	222.6	75	0.0015	6.85	1.55	28.61
24	72.7	100	0.0015	13.19	1.68	23.36
25	418.23	75	0.0015	3.11	0.7	6.96
26	225.5	250	0.0015	48.44	0.99	2.98
27	366.64	150	0.0015	18.56	1.05	6.16
28	289.9	150	0.0015	16.82	0.95	5.15
29	194.46	75	0.0015	4.16	0.94	11.68
30	100	75	0.0015	6.49	1.47	25.96
31	57.8	175	0.0015	25.18	1.05	5.09

Tableau IV.7 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds

N de nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
1	1809.9	6.03	1826.23	16.33
2	1811.14	5.01	1829.14	18
3	1812.6	5.62	1834.29	21.69
4	1812.3	3.2	1836.56	24.26
5	1811.6	1.9	1837.21	25.61
6	1811.35	4.7	1837.5	26.15
7	1811.44	8.41	1838.18	26.74
8	1810.07	7.35	1837.52	27.45
9	1805.07	6.05	1831.16	26.09
10	1806.15	2.74	1829.99	23.84
11	1809.07	4.7	1833.75	24.68
12	1809.33	5.4	1829.37	20.04
13	1809.83	5.9	1835.25	25.42
14	1811.33	4.9	1835.51	24.18

Jour 1, 12:00 AM

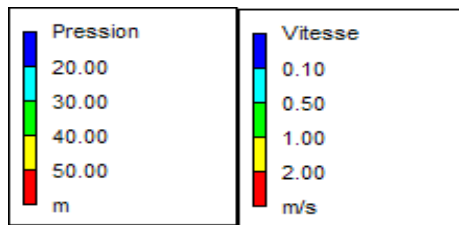
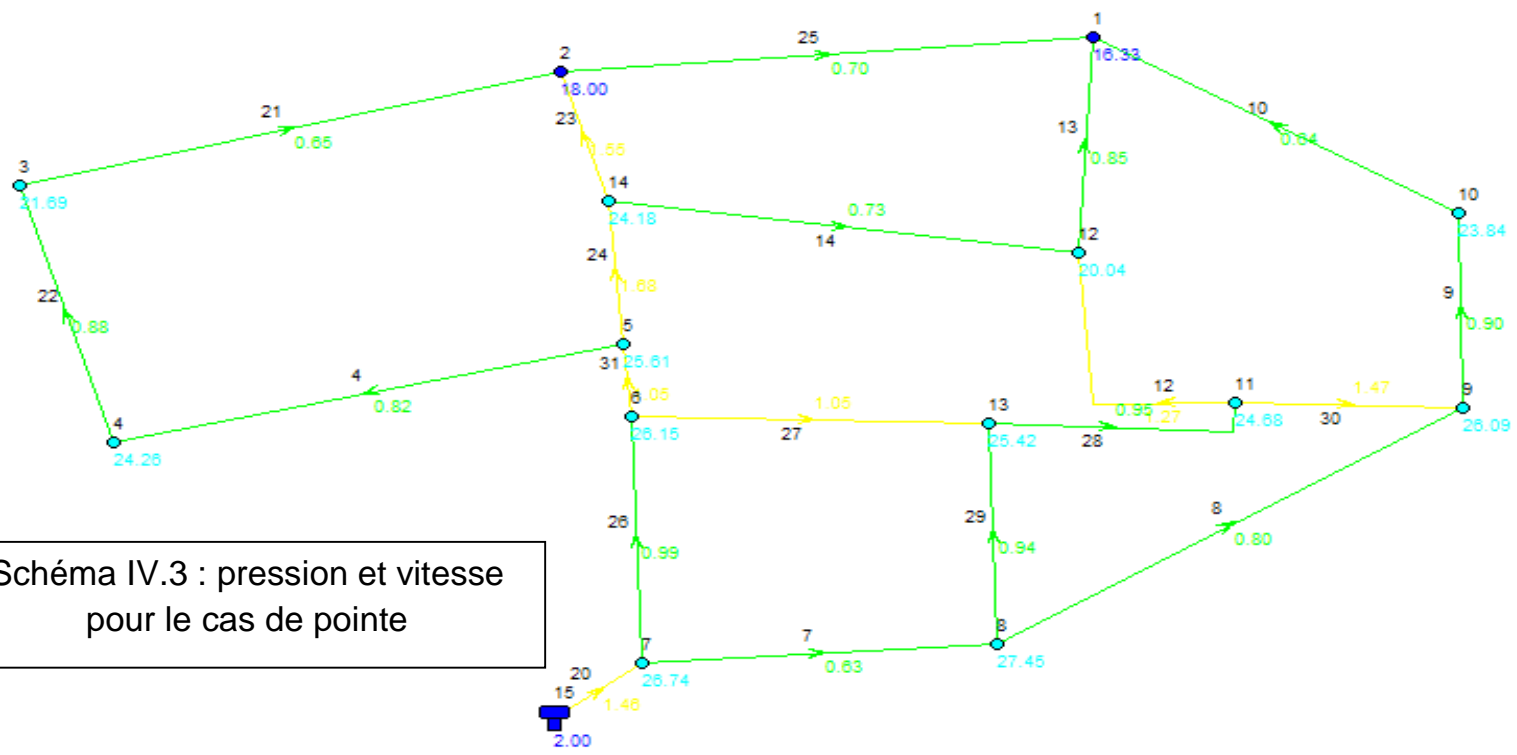


Schéma IV.3 : pression et vitesse pour le cas de pointe



Jour 1, 12:00 AM

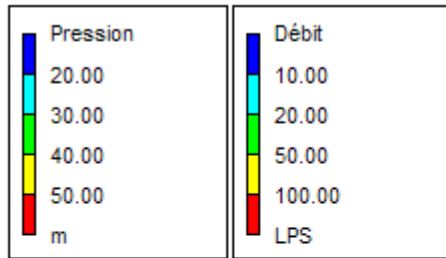
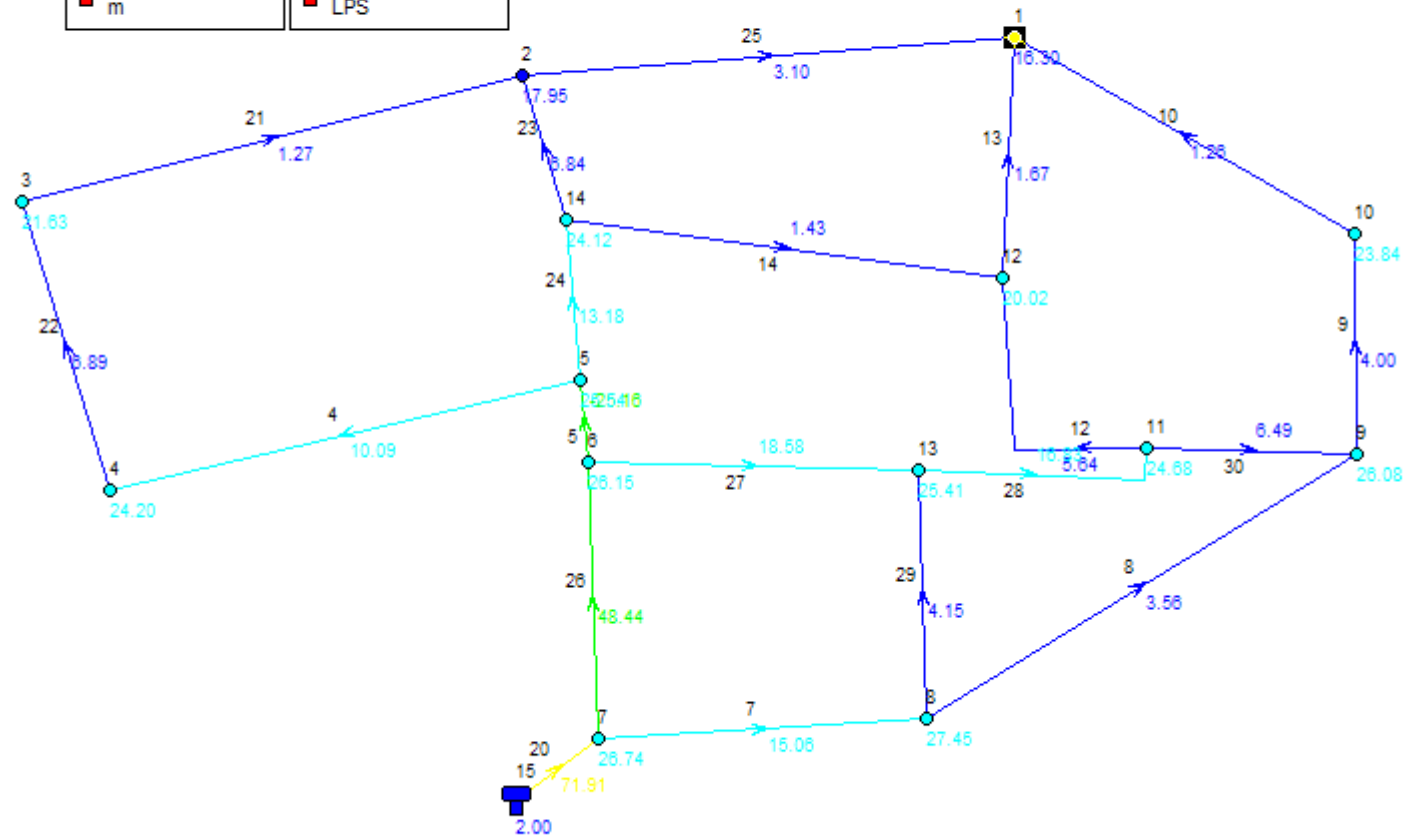


Schéma IV.4 : : débit et pression pour le cas de pointe



Jour 1, 12:00 AM

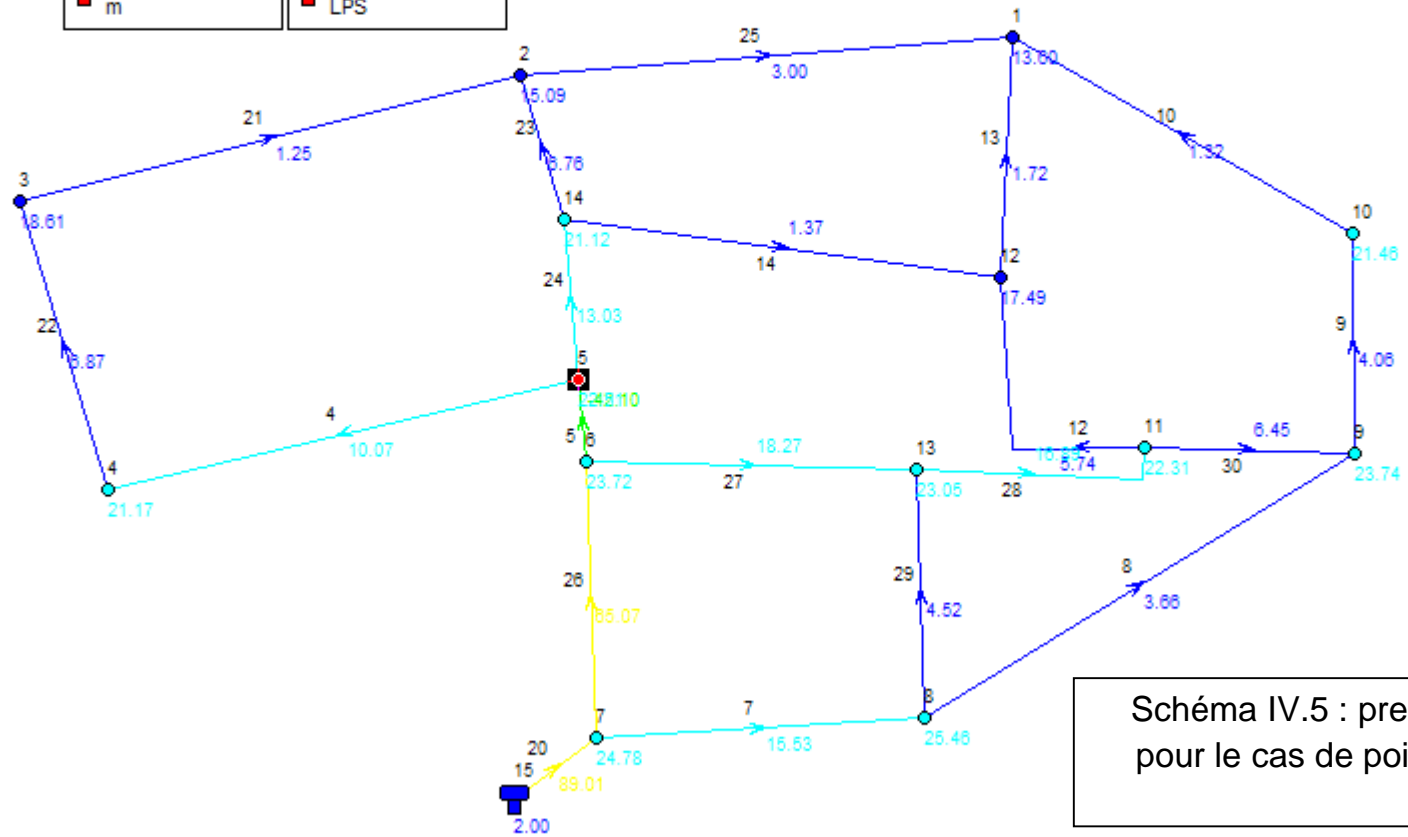
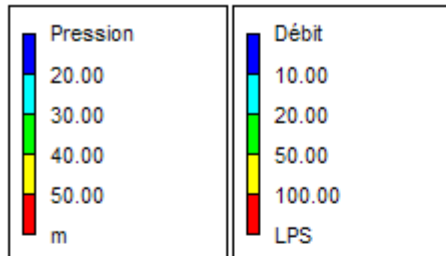


Schéma IV.5 : pression et débit pour le cas de pointe+incendie

Jour 1, 12:00 AM

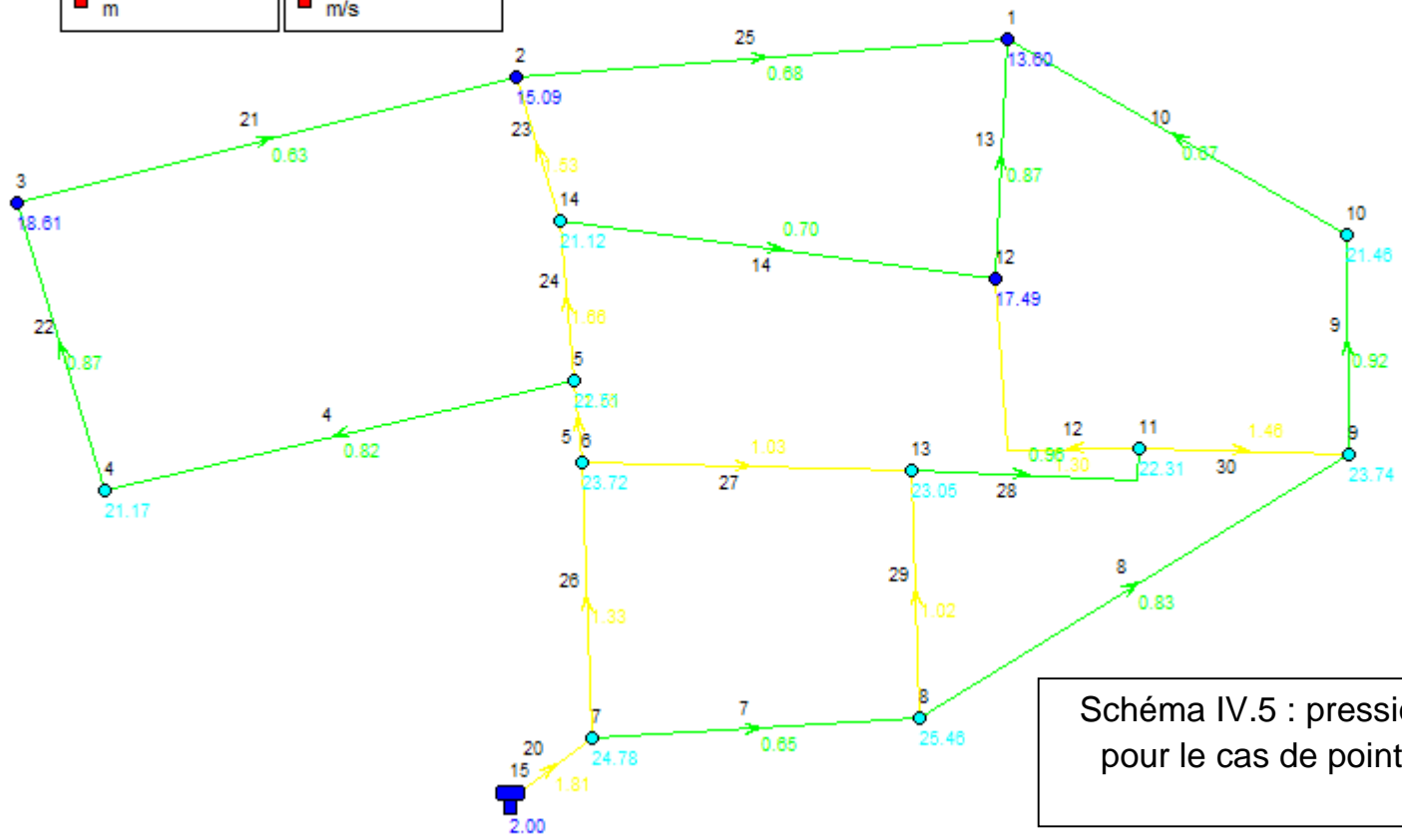
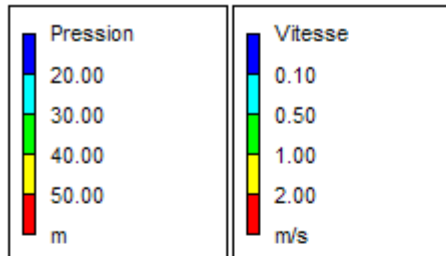


Schéma IV.5 : pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie

IV.11. ACCESSOIRES :

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

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

IV.11.1. ROBINETS VANNES :

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

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

IV.11.2. VANNES PAPILLONS :

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

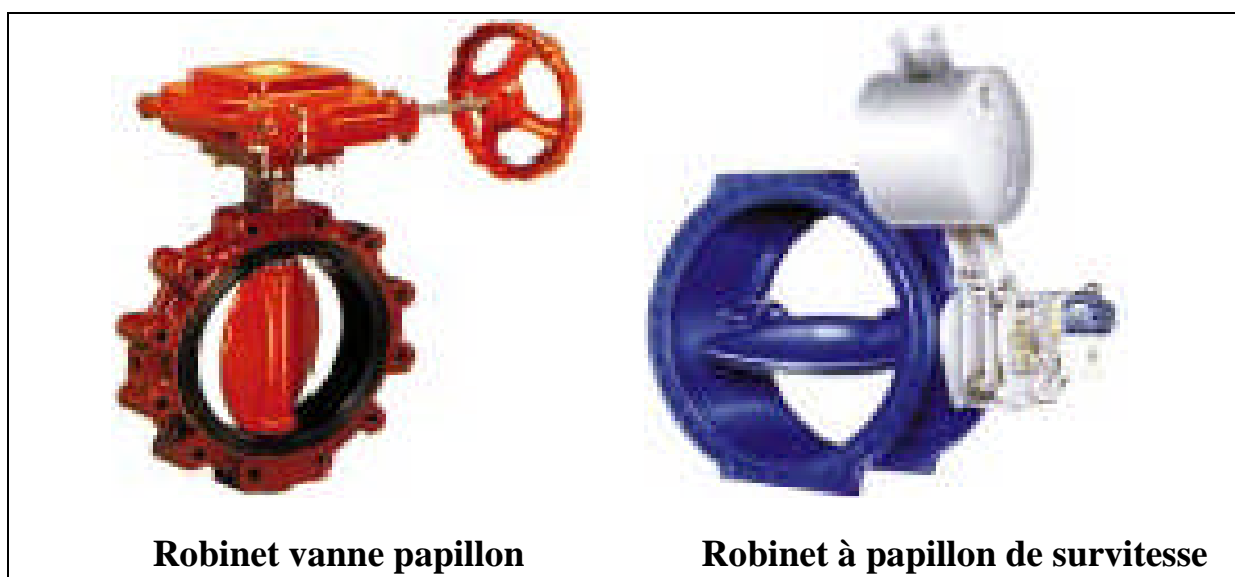


Figure IV.6. : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

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

IV.11.3. CLAPETS ANTI RETOUR :

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

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

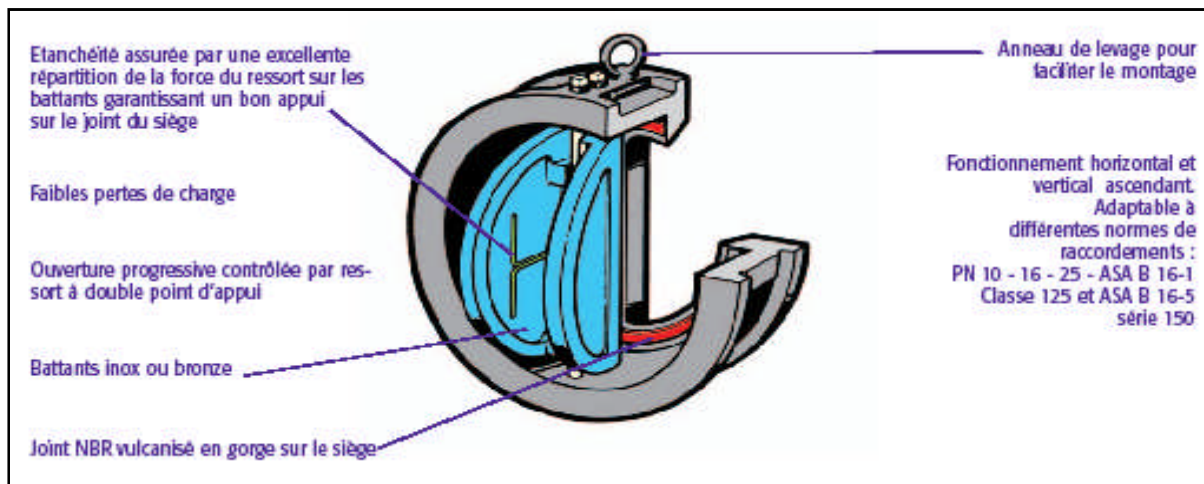


Figure IV.7. : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

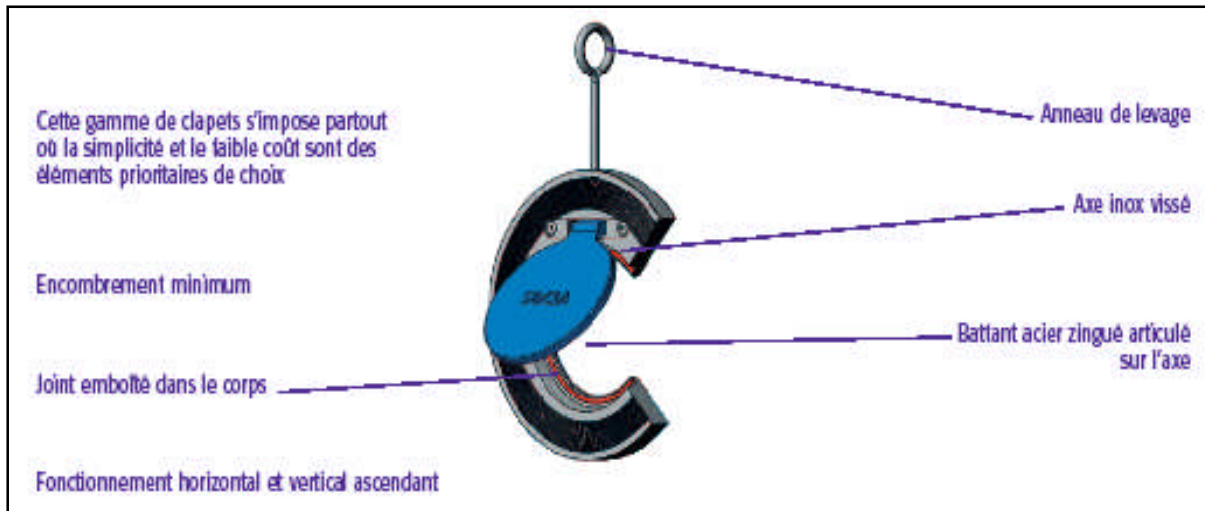


Figure IV.8. : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

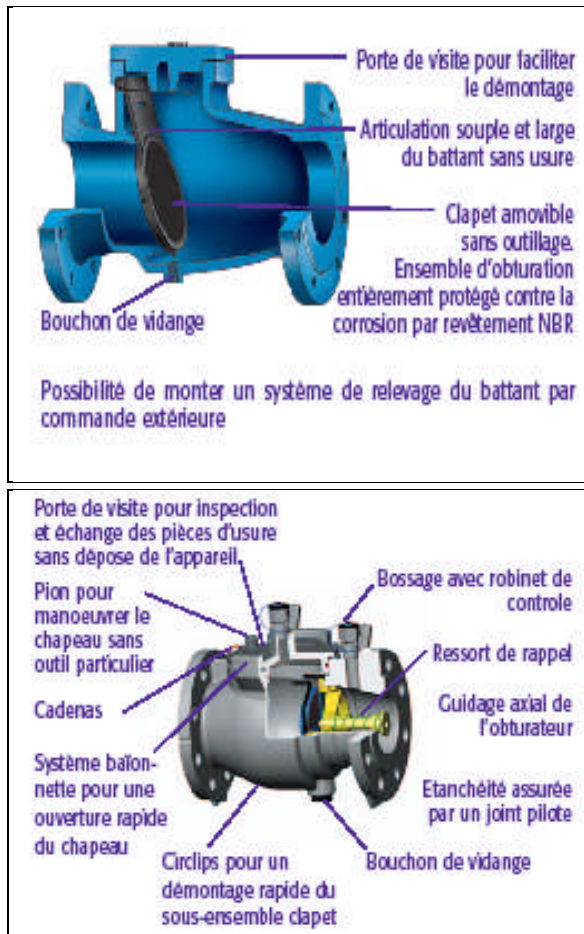


Figure IV.9. : Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

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

IV.11.4. VENTOUSES :

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

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

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

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure IV.10).

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

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

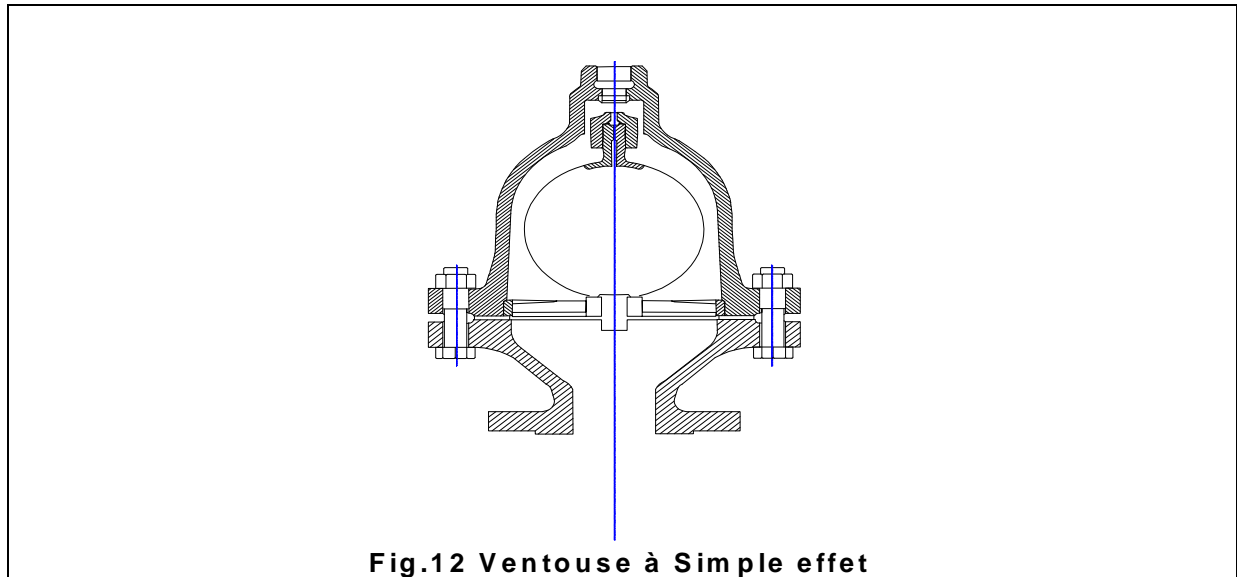


Figure IV.10 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

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

IV.11.5. VANNES DE DECHARGE :

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

IV.11.6. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER:

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

IV.11.6.1. CHEMINEE D'EQUILIBRE :

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

IV.11.6.2.VOLANT D'INERTIE : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

IV.11.6.3.SOUPAPE DE DECHARGE : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

IV.11.6.4.RESERVOIRS D'AIR : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure IV.11).

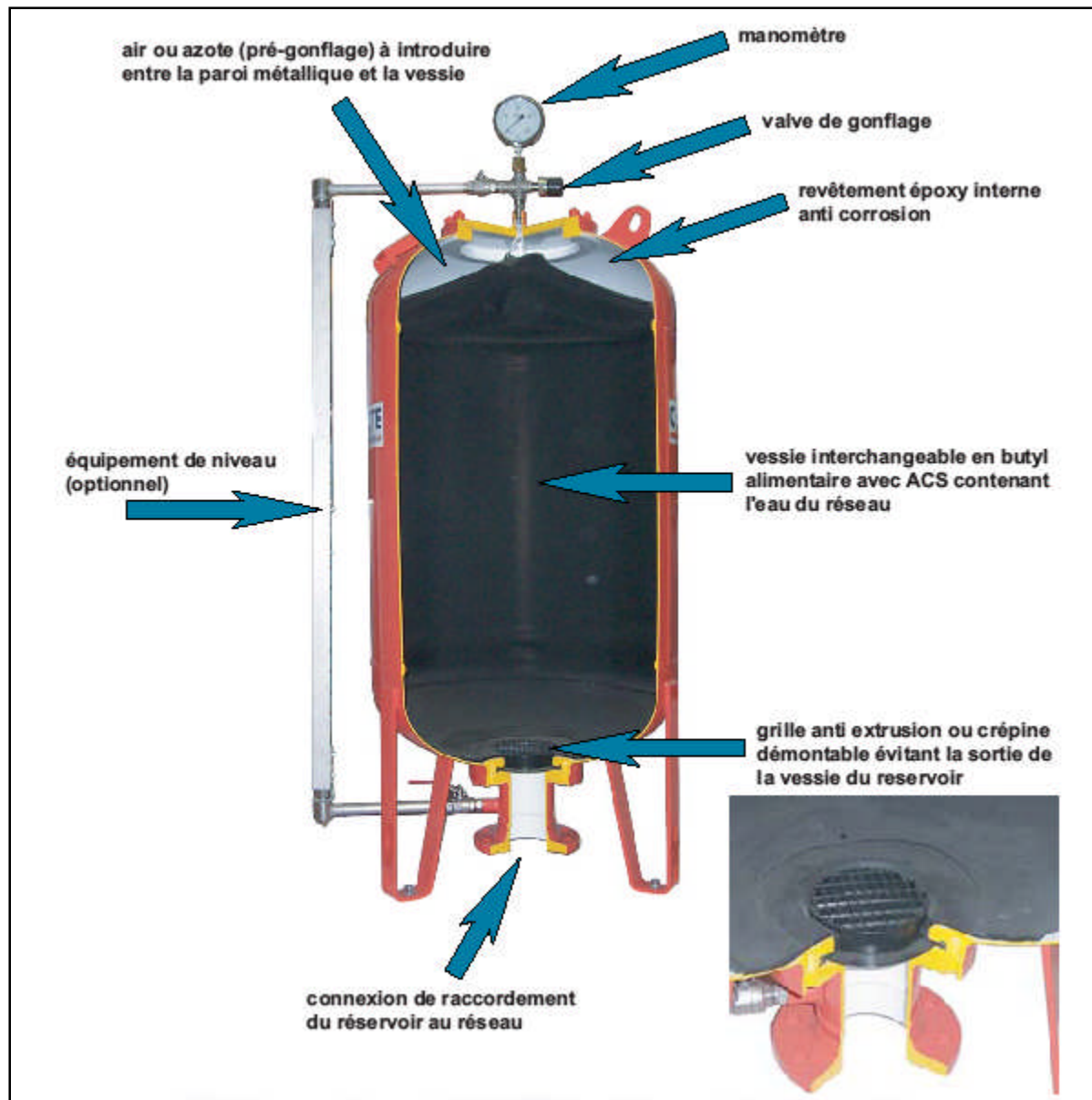


Figure IV.11: Réservoir anti béliers à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

Remarque :

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

IV.11.7.BY-PASS :

Le by pass est utilisé pour :

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

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

IV.11.8. POTEAUX D'INCENDIE :

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

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

IV.11.9. CREPINES :

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

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

Remarque :

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

IV.11.10. DEVERSOIRS DE TROP PLEIN :

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

IV.11.11. JOINTS DE RACCORDEMENT :

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

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

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

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

IV.12.ORGANES DE MESURE :

IV.12.1.MESURE DE DEBIT :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

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

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

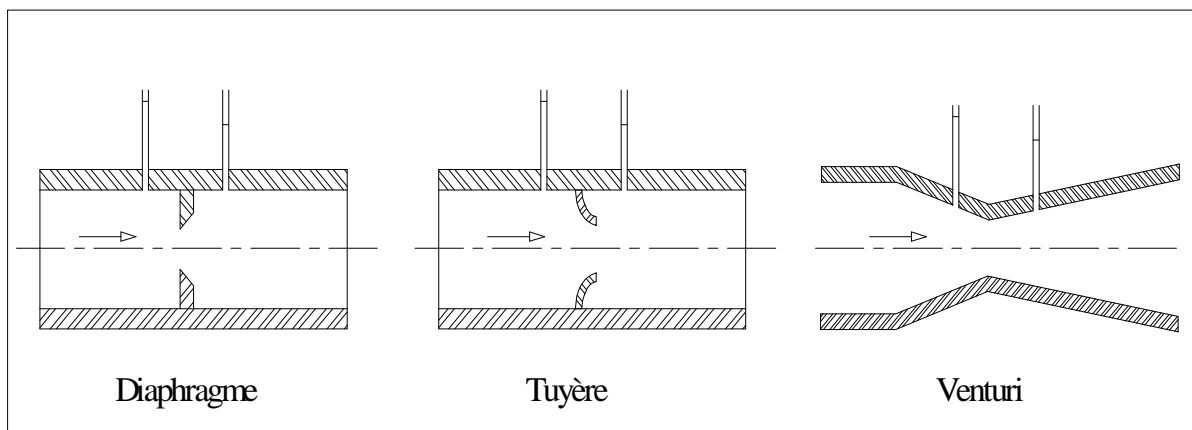


Figure IV.12 : Débitmètres déprimogènes

IV.12.2. MESURE DE PRESSION :

Les appareils les plus utilisés sont :

- **manomètres à aiguilles :**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure IV13).

➤ **manomètres à soufflet :**

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



Figure IV.13 : Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

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

IV.13. ORGANES DE RACCORDEMENT :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

IV.13. 1.COUCDES :

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}(90^\circ)$, $\frac{1}{8}(45^\circ)$, $\frac{1}{16}(22^\circ 30')$, $\frac{1}{32}(11^\circ 15')$.

IV.13. 2.CONES :

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

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

IV.13. 3.TES :

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

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

IV.13. 4.JOINTS DE DEMONTAGE :

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

CONCLUSION

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

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

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

Chapitre V

Etude de

L'adduction

INTRODUCTION :

L'adduction étant définie comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation.

Mais les conduites d'amenée (ou conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

- L'adduction à écoulement gravitaire
- L'adduction à écoulement par refoulement
- L'adduction mixte

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir des puits où se fait le collecte de tous les débits de forages, on refoule l'eau vers les réservoirs de capacité 750m³ qui a son tour fait la distribution vers le centre d'EL-BIODH.

Mais pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

V.1. QUELQUES NOTIONS SIMPLES SUR L'ADDITION :**V.1.1. CHOIX DU TRACE :**

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 420 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

V.1.2. CHOIX DE TYPE DE TUYAU :

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Le choix du type de tuyaux est basé sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre ; la pression, la condition de pose et de critères d'ordre avantageux qui reposent sur le prix de fourniture et de transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

V.1.3. PROFIL D'UNE ADDUCTION :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

V.1.4. LA LIGNE PIEZOMETRIQUE :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

V.1.5. L'AIR DANS LA TUYAUTERIE:

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité :

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- de localiser les points hauts,
- d'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (Figure V-1).

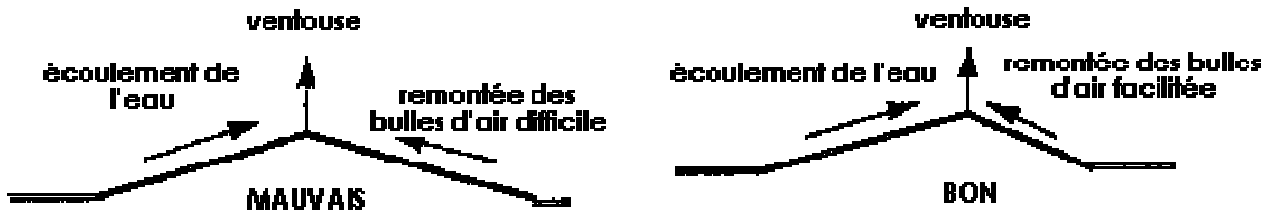


Figure V-1 : L'emplacement préférable des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

V.2.ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDITION :

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter ; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE à savoir :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.08} = 0.283 \text{ mm}$$

La formule de BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q}$

La formule de BRESSE : $D = 1,5 * \sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,08} = 0,425m \rightarrow D=425mm$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre et

Q : Débit véhiculé en m³/s;

VERIFICATION DE LA VITESSE :

$$\text{Avec } D=283mm \rightarrow V = \left[\frac{4 * q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,08}{3.14 * 0,283^2} = 1,27m/s$$

$$\text{Avec } D=425mm \rightarrow V = \left[\frac{4 * q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,08}{3.14 * 0,425^2} = 0,56m/s$$

La vitesse dans la conduite de refoulement :

-si $D < (300 \text{ à } 800) \text{ mm} \rightarrow v = (1 \text{ à } 2) \text{ m/s}$

-si $D > 800 \text{ mm} \rightarrow v = (1,8 \text{ à } 3) \text{ m}$

V .2.1. PERTES DE CHARGES :

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de

DARCY – WEIBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\Pi^2 D^5}$$

Avec :

J : gradient de pertes de charges

Q : le débit véhiculé (m³/s)

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

D : diamètre (m)

λ : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement

- En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de

$$\text{NIKURADZE : } \lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

- En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{251}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec : ε : Rugosité en (mm)

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante $\text{Re} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$

$$\gamma = 10^{-6} (\text{m}^2/\text{s}).$$

V .2.1.1. PERTES DE CHARGES LINEAIRES :

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L$$

Avec

J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

V .2.1.2 PERTES DE CHARGES SINGULIERES :

Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires.

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 10% de pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_L$$

V .2.1.3. PERTES DE CHARGES TOTALES :

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s \quad \text{Avec :}$$

ΔH_T : pertes de charges totales

ΔH_L : pertes de charges linéaires

ΔH_s : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement (L=420m)

$$\text{Donc : } \Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L$$

VI.2.2. DETERMINATION DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE :

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (H_T) et des pertes de charges due à l'aspiration (ΔH_{asp}). Elle est donnée par :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$$

$$H_g = C_{tp} - C_{st}$$

C_{tp} : Cote de trop plein du réservoir R1 =1840m.

C_{st} : Cote de plan d'eau à l'aspiration de la station de pompage=1816m.

Donc :

$$H_g = 1840 - 1816 = 24 \text{ m}$$

$$H_g = 24 \text{ m}$$

Le tableau N° V.1 donne la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres

Tableau N° VI.1 : Détermination de la hauteur manométrique

D (mm)	V (m/s)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	H.M.T (m)
250	1.63	0.0255	5.8	6.38	24	30.38
300	1.13	0.025	2.28	2.51	24	26.51
400	0.64	0.024	0.53	0.58	24	24.58

V.3.2.3 PUISSANCE ABSORBÉE PAR LA POMPE :

La puissance absorbée est donnée par :

$$p = \frac{g \cdot Q H_{mt}}{\eta} \text{ Kw}$$

Avec :

Q : débit de la pompe en (m³/s)

η : rendement de la pompe = 80%

V.3.2.4 CALCUL DE L'ENERGIE CONSOMMEE ANNUELLEMENT PAR LA POMPE :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P \cdot T \cdot 365 \text{ (kw.h)}$$

Avec E : énergie consommée exprimée en (kw)

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas on prend T = 20h)

P : puissance absorbée par la pompe en kw.

V.3.2.5.FRAIS D'EXPLOITATION :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh), ils sont donnés par:

$$F_e = C \cdot E \text{ (DA)}$$

Avec : C : Tarif de l'énergie (DA/Kwh)

E : Energie totale dépensée par la pompe.

Le tableau N°V.2. donne les frais d'exploitations :

Tableau N°V.2 : Détermination des frais d'exploitation :

D (mm)	H _{M.T} (m)	P (KW)	E (KW.h)	Frais d'exploitation (Da)
250	30.38	29.8	217540	652620
300	26.51	26	189800	569400
400	24.58	24.11	176003	528009

V.3.2.6. FRAIS D'ANNUITE :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera estimé sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

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

Avec i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement ($n=30$ ans)

D'où
$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08$$

$$A = 0.09$$

V.3.2.7.-FRAIS D'AMORTISSEMENT :

$$F_a = L.pr.A \quad (\text{Da})$$

Avec :

L : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement (Da).

Le tableau N°V.3 . Représente le calcul des frais d'amortissement :

Tableau N° V.3 : Détermination du montant d'amortissement :

D (mm)	Prix du ml ((Da)	L (m)	Prix de la conduite(Da)	A	Montants d'amortissement(Da)
250	11000.00	420	4620000	0.09	415800
300	14000.00	420	5880000	0.09	529200
400	18000.00	420	7560000	0.09	680400

V.3.2.8- BILAN (PRIX TOTAL) :

$$P_t = F_e + F_a \quad (\text{Da})$$

Tableau V.4 : DETERMINATION DU PRIX TOTAL. (BILAN) :

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation(Da)	Frais d'amortissement(Da)	Prix total (Da)
250	652620	415800	1068420
300	569400	529200	1098600
400	528009	680400	1208409

CONCLUSION :

Le diamètre économique de la conduite d'adduction par refoulement est :

Dec = 250 mm.

On utilise le logiciel ``caprari'' pour dimensionner la station de pompage. Les données à introduire sont celles du tableau N° VI. 5 :

Tableau N° V. 5 : Caractéristiques de la station de pompage SP :

Stations	Côte Départ	Côte d'arrivée	Diamètre Conduite	Longueur Conduite	Débit	HMT
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(l/s)	(m)
SP	1816	1840	250	420	80	30.38

V.4.1. CRITERE DE CHOIX DU NOMBRE DE POMPE :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompe qui assure un débit total égale à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Et puisque notre station a un objectif de première catégorie on prévoit donc une pompe de secours.

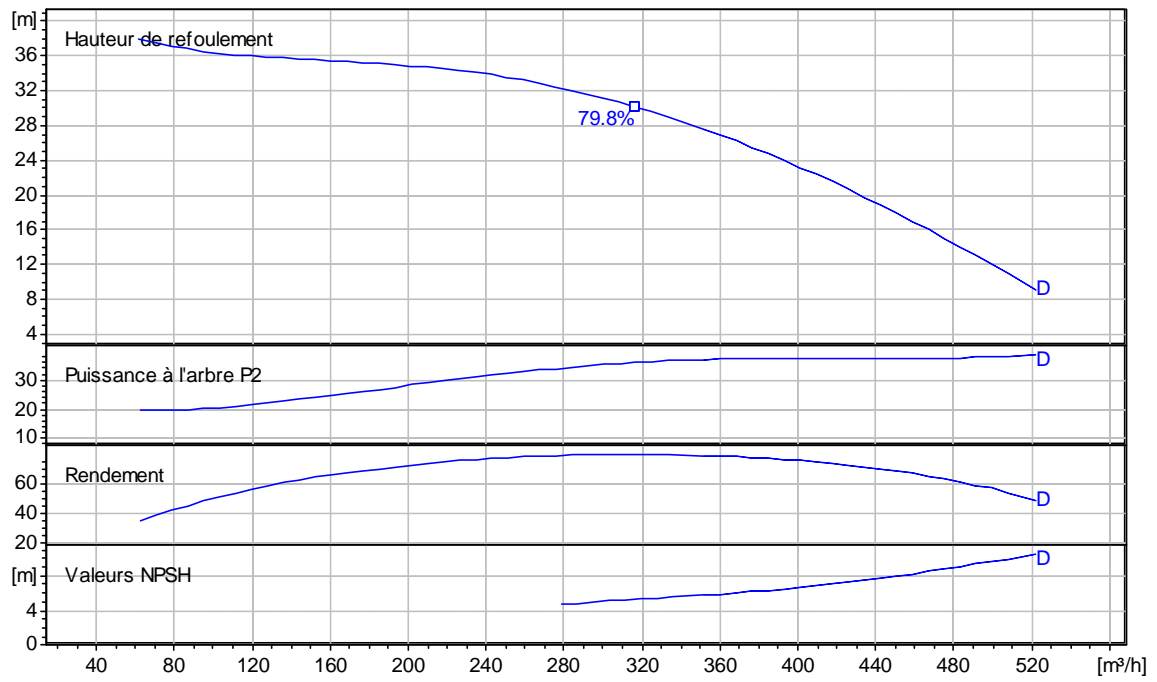
Pour le choix des pompes il faut baser sur les critères suivants :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important
- NPSH requis minimum
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute plus important

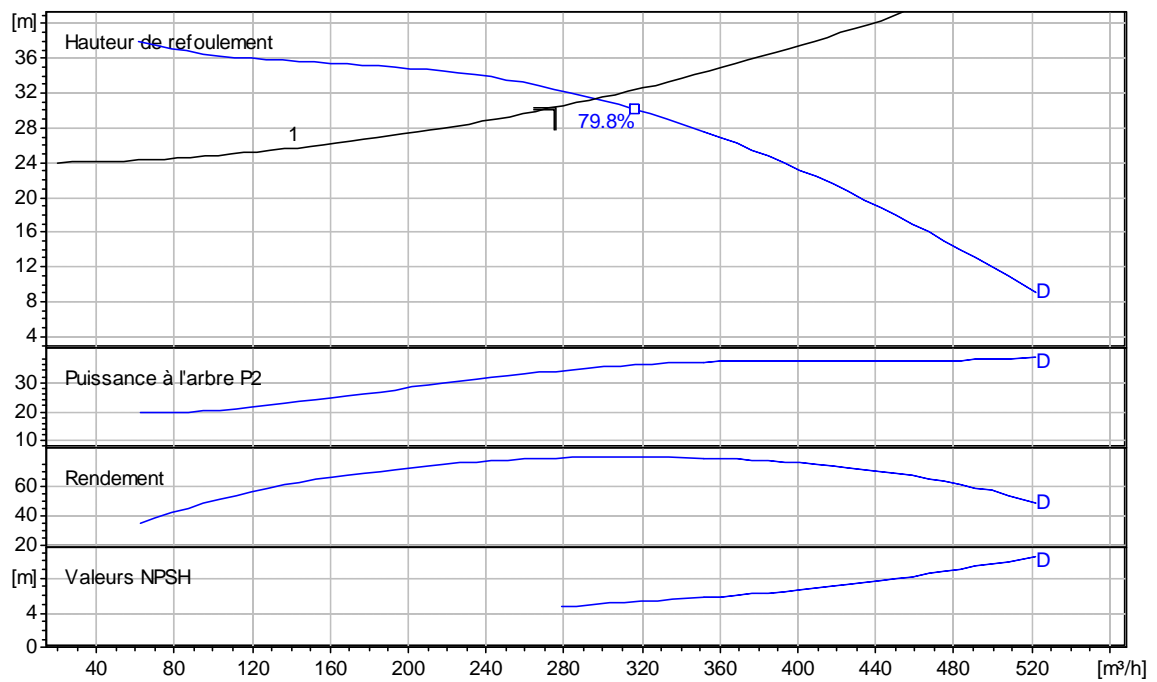
V.4.2. DETERMINATIONS DU NOMBRE DE POMPE :

D'après le logiciel des pompes **caprari** on a essayé de trouver le nombre de pompe le plus faible et qui donne un rendement meilleur, on a travaillé avec une, deux, trois pompe, et on a trouvé le meilleur choix 4 pompe identiques en parallèle qui assure un débit $Q=288\text{m}^3/\text{h}$ avec une hauteur manométrique totale **HMT=30.38m** et une pompe de secours, pour le type de pompe on a choisi les pompes à axe horizontal monocellulaires.

VI.4.3. Détermination de la courbe H en fonction de Q (par le logiciel caprari) :



V.4.4. Point de fonctionnement de la station :



Les caractéristiques de la pompe d'après le logiciel caprari après l'optimisation c'est-à-dire après le réglage :

- Débit $Q=288\text{m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale $HMT=31\text{m}$
- Le rendement $\eta = 75.9\%$
- La puissance $P=37\text{W}$
- $NPSH_r=7.98\text{m}$
- La vitesse de rotation $N=2900\text{ tr/min}$

Type de la pompe E12S58/1AB+MC850

V.5. MODES DE REGLAGE DU DEBIT :

C'est un procédé qu'on fait pour équilibrer le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau, on distingue plusieurs types de mode de réglage comme :

1-REGLAGE QUALITATIF : Il consiste à varier la vitesse de rotation de la pompe si cela est possible (un moteur à vitesse variable), jusqu'à atteindre le débit demandé.

2-REGLAGE QUANTITATIF (VANNAGE) : C'est le changement direct du débit à l'aide du robinet vanne de refoulement.

3-AUGMENTATION DES PERTES DE CHARGE DANS LES CONDUITES DE REFOULEMENT : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..). ou augmenter la longueur de la conduite...

V.6. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE:

Le type de moteur que donne le logiciel « caprari ».

V.7.CARACTERISTIQUES DE MOTEUR :

Fréquence : 50Hz

Tension nominale : 400V

Vitesse nominale : 2900 tr/min

Nombre de pôles : 2

Puissance nominale P2 : 37KW

Courant nominale : 74A

Type de moteur : 3~

Classe d'isolation : Y

Degré de protection : IP68

CONCLUSION :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre DN=250 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir R1 de stockage 750m³ avec une hauteur manométrique $H_{MT}=30.38m$.

A la fin de ce chapitre on a déterminé le type et le point de fonctionnement des pompes par le logiciel « caprari » et on a équilibré le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau avec un mode de réglage qualitatif.

Chapitre VI

Protection des Conduites contre le coup de bélier

VI.1. Définition :

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

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

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

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

VI.2. Les risque dus aux coups de béliér :

En pratique les risques dus au coup de béliér sont importants

VI.2.1. Risque de forte pression :

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

VI.2.2. Pression négative :

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

VI.2.3. Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

VI.3. Moyen de protection contre le coup de bélier :

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.

Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement

VI.4. Etude du coup de bélier :

**VI.4.1.Détermination de la valeur de surpression et de
dépression :**

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée
par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max}$$

La dépression:

$$H_d = H_g - H_{\max}$$

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

g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)

c : Célérité en [m/s]

H_g : la hauteur géométrique[m]

VI.4.2.Détermination de la célérité :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}}$$

Avec :

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.07 \cdot 10^9$ à
20° c.

Chapitre VI de béliér

protection des conduites contre le coup

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

E : Coefficient de l'élasticité de la conduite ; $E = 1.2 \cdot 10^9$

D : diamètre de refoulement (500mm) en PEHD.

e : Epaisseur de la conduite (mm), on prend dans notre cas

$e = 10\text{mm}$

$(K/\rho)^{1/2}$: Célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left(1 + \frac{kD}{Ee}\right)^{1/2}$: Contribution de l'élasticité de la conduite.

VI.4.3.Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

Q:le débit refoulé et D : diamètre de refoulement

Voici tous les caractéristiques de la conduite de refoulement

- Longueur : $L = 420 \text{ m}$
- Diamètre : $D = 250 \text{ mm}$
- Hauteur géométrique : $H = 24 \text{ m}$
- Débit refoulé : $Q = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$

Application numérique :

Après calcul on trouve

$$c=216 \text{ m/s} \text{ et } V_0=1,63 \text{ m/s}$$

$$H_{\max} = \frac{cV_0}{g} = \frac{216 \cdot 1,63}{9,81} = 35,9 \text{ m}$$

La surpression :

$$H_s = 59,9 \text{ m}$$

$$H_s = H_g + H_{\max} = 24 + 35,9 = 59,9 \text{ m}$$

VI.5. Réservoir d'air :

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi la tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA et permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (4) fois plus grande au retour qu'à l'aller.

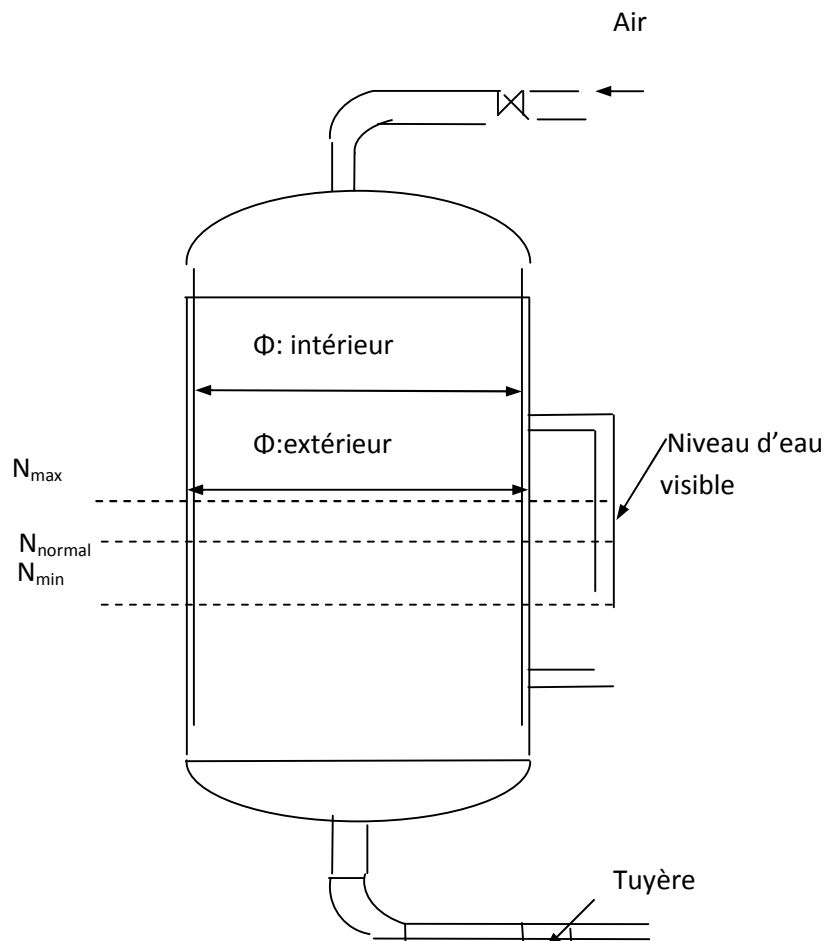


Figure .VII-1: Réservoir d'air

VI.5.1. Dimensionnement du réservoir d'air :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

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

Comme on a calculé la vitesse de la célérité : $c=216$ m/s, nous devons l'augmenter de 5% car c'est un matériau en acier donc la nouvelle célérité sera donc : $c=218,8$ m/s

Et la charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{c.V_0}{g} = 24 + 35,9 = 59,9 \text{ m}$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 59,9 + 10 = 69,9 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 34 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1,63^2}{9,81 * 2} = 0,083 \text{ m}$$

D'où : $h_0/Z_0 = 0,083/34 = 2,44 * 10^{-3}$

$$Z_{\max}/Z_0 = 69,9/34 = 1,9$$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{\max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe N°2)

Donc $U_0/L.S = 2 * 10^{-2}$

Chapitre VI de béliér

protection des conduites contre le coup

$$Z_{\min}/Z_0 = 0,81$$

Application :

$$U_0 = 2 \cdot 10^{-2} \cdot L \cdot S = 2 \cdot 10^{-2} \cdot 420 \cdot (0,08/1,63) = 0.41227 \text{ m}^3$$

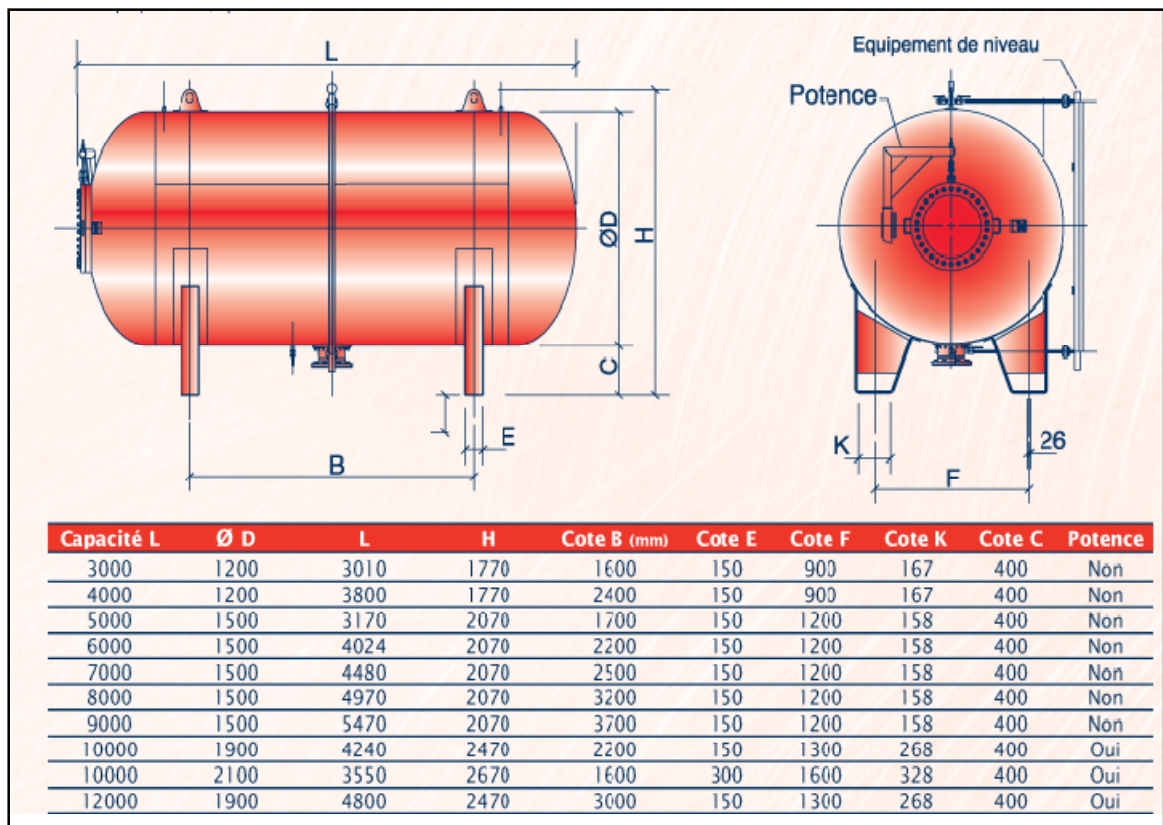
$$\rightarrow U_0 = 412 \text{ litres d'air.}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min}$$

$$\rightarrow U_{\max} = U_0 \cdot (Z_0/Z_{\min}) = 412 \cdot 1,23 = 506,7 \text{ litres}$$

$$\rightarrow U_{\max} = 506,7 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons $U_{\max} = 550 \text{ litres d'air}$



Conclusion:

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

Chapitre VII

Organisation de

Travail

V.1. Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VII.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**VII.2.1. Matérialisation de l'axe :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

VII.2.2. Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison, lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de tranchée en ce point.

VII.3.Excavation des tranchées :

L'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

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

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

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

- La profondeur de la tranchée (H_{tr}).
- La largeur de la tranchée (b).
- Distance de la mise de cavalière.

VII.3.1. La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_s$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

h_s : épaisseur du lit de pose (sable) : $h_s = 0,1$ m.

$$H_{tr} = 1 + 0,1 + d$$

Donc

$$H_{tr} = 1,1 + d \quad (\text{m}).$$

VII.3.2. Largeur de la tranchée :

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

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

b : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

VII.3.3. Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus, qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau N° VII-1 : choix du coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est sableux, d'où le coefficient de talus $m = 0.7$

VII.3.4. Distance de la mise du cavalier :

VII.3.4.1. Section transversale de la tranchée (S_{tr}) :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

Pour le calcul on prend le plus grand diamètre qui est de 250 m.

$$H_{tr} = 1,1 + 0,25 = 1,35 \text{ m.}$$

$$b = 0,25 + 0,6 = 0,85 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } S_{tr} = 1,35 \times 0,85 = 2,42 \text{ m}^2.$$

VII.3.4.2. Section du cavalier (S_c) :

Elle est donnée par la relation suivante : $S_c = S_{tr} \times K_f$

Avec :

S_{tr} : section transversale de la tranchée (m^2).

K_f : coefficient qui dépend de la nature de sol.

Tableau N° VII-2 : Coefficient de foisonnement

Type de sol	k_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Puisque notre sol est sableux on prend $K_f = 1,15$.

$$S_c = 2,42 \times 1,15 = 2,78 \text{ m}^2.$$

VII.3.4.3. Hauteur du cavalier (H_c) :

$$\text{On a : } S_c = \frac{B \times H_c}{2}$$

Avec : B : largeur du cavalier (m).

H_c : hauteur du cavalier (m).

$$B = \frac{2 \times S_c}{H_c} \quad (1).$$

$$\text{Et } m = \frac{B}{2H_c}$$

Avec :

m : talus du sol de cavalier $m = 1,5$.

$$B = 2mH_c \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \quad H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}}$$

$$H_c = \sqrt{\frac{1,38}{1,5}} = 0,96m$$

VII.3.4.4. Distance de la mise du cavalier (A) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier. Elle est

donnée par la formule suivante : $A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2} + mH_{tr}$

$$\text{Puisque } m = 0, \text{ Alors : } A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2}$$

Avec :

L : longueur de la berme en (m) varie entre 2 et 3 m.

$$\frac{B}{2} = H_c \times m = 0,96 \times 1,5 = 1,44 \text{ m}$$

AN :

$$A = 0,85/2 + 2 + 1,44 = 4,54 \text{ m.}$$

VII.3.5. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VII.3.5.1. Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

VII.3.5.2. Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle ci doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- Rayon de déchargement $R_{\text{déch}} \geq A$.
- Hauteur de chargement $H_{\text{ch}} \geq H_{\text{tr max}}$.
- Hauteur de déchargement $H_{\text{déch}} \geq H_c$.
- Largeur du godet $b_g \leq b_{\text{min}}$.

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans le tableau suivant :

Tableau N° VII-3 : Paramètres pour la détermination de la pelle :

D (mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m2)	v(m3)
250	725	0.85	1.4	1.19	862.75
175	339	0.775	1.33	1.03	349.17
150	556.5	0.75	1.3	0.97	539.8
100	385	0.7	1.25	0.88	338.8
75	1775.03	0.675	1.225	0.83	1473.27
50	1403	0.65	1.2	0.78	1094.34
volume total					4658.13

Remarque : $A_{\text{max}} = 3,86$ m

$H_{\text{tr max}} = 1,35$ m

$$H_{c \max} = 0,96 \text{ m}$$

$$b_{\min} = 0,68 \text{ m}$$

On connaissant les paramètres (A, H_{tr}, H_c et b) , pour notre cas l'excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro à roues pneumatiques dont les caractéristiques son représentés dans le ableau suivant :

Tableau N°VII-4 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement :

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est inférieur à 10000 m³ , on choisit une pelle de capacité du godet 0,35 m³.

VII.3.5.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

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

Avec :

q : capacité du godet = 0,35 m³.

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

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

$$K_t = 0,7 \div 0,9 \text{ prenons } K_t = 0,8.$$

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

T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet

$$T_c = (15-30) \text{ s , on prend } T_c = 20 \text{ s.}$$

$$R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 34 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

$$R_p = 272 \text{ m}^3/\text{j.}$$

VII.3.5.4. Calcul du temps d'exécution :

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

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

V : volume du sol excavé (m³)

$$T = \frac{4658,13}{272} = 17 \text{ jours.}$$

VII.4. Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

Tableau N°VII-5 : Volume total du lit de sable :

D	L	b	S=0,1×b	Vs=S×L
mm	m	m	m ²	m ³
250	1035	0,85	0,09	87,98
175	198,5	0,8	0,08	15,88
150	43,5	0,76	0,08	3,31
100	51,5	0,725	0,07	3,73
75	723,5	0,71	0,07	51,37
50	1903	0,69	0,07	131,31
V_T				359,89

VII.5. Pose de conduite :

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissuration, ...etc . Après cela, les conduites seront posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif, à chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite.

VII.6.Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII.7.Remblaiement des tranchées :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai est effectuée à l'aide d'un bulldozer.

Le volume total du remblai donné par la relation suivante :

$$V_r = V_d - V_c - V_s \quad (\text{m}^3)$$

Ou : V_d : volume des déblais ;

V_c : volume occupé par les conduites.

V_s : volume du lit du sable.

Tableau N°VII-6 : Volume total du remblai :

D	L	V_d	V_c	V_s	V_r
mm	m	m³	m³	m³	m³
250	1035	1188	50,78	87,98	1048,91
175	198,5	206	6,23	15,88	184,33
150	43,5	42	0,87	3,31	37,48
100	51,5	46	0,63	3,73	41,37
75	723,5	622	6,87	51,37	563,32
50	1903	1563	12,10	131,31	1419,15
V_T		4445	81,83	359,89	4003,14

VII.8.Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau N°VII-7 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet :

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à 0,35 m³, nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes:

- Puissance $P_b = 60 \text{ KW}$.
- Largeur de la lame : $b_L = (2 \div 3) \text{ m}$.
- Hauteur de la lame : $H_L = (1 \div 1,5) \text{ m}$.

Conclusion :

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

Chapitre VIII

Protection et

Sécurité du travail

Introduction :

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

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

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

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

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

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

VIII.1.1.Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.1.2.Facteurs matériels :

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

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

VI.2.Liste des conditions dangereuses :

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

- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [4]

VIII.3.Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller. [4]

VIII.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VIII.4.1.Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.) [4]

VIII.4.2.Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VIII.4.3. Protection collective :

VIII.4.3.1. Équipement de mise en œuvre du béton :

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

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

VIII.4.3.2. Engin de levage :

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

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

VIII.4.3.3. Appareillage électrique :

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

Conclusion

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

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

Conclusion générale

Conclusion générale

Arrivé au terme de notre travail, nous disons tout simplement que le problème de l'alimentation en eau potable d'ELBIODH réside dans la mauvaise gestion du réseau, le sous dimensionnement de conduites, qui ont entraînés par la suite une forte perte de charge dans le réseau de distribution et l'état de vétusté avancé dans lequel se trouve le réseau. Pour y remédier, nous avons conçu un nouveau réseau de distributions de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité qui répondent à la norme de potabilité et aux besoins de la population.

Par ailleurs, on a constaté également que le nombre de la population à presque doublé à l'horizon d'étude, autrement dit la consommation à considérablement augmenter. Pour répondre à cette besoin galopante, nous calculé la capacité du réservoir futur, décidé de projeté pour pallier aux éventuels déficits.

L'agglomération d'ELBIODH est actuellement alimentée par un forage qui est conçu à l'origine pour renforcer les besoins en eau de la ville. Vue les problèmes de sécheresse engendré par le changement climatique que connaît le monde entier et particulièrement l'Algérie, le forage ne peut pas continuer à assurer à long terme les besoins en eau d'ELBIODH. Il est donc nécessaire voir urgente de chercher d'autre source d'approvisionnement mise à part le forage.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet également l'amélioration de la sécurité et du contrôle du fonctionnement du système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations et la réduction des risques de contamination.

Bibliographie

DUPONT.A : Hydraulique urbaine

Tome I et II.

Editions Eyrolles Paris 1988.

MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU : (Tome I).

(Deuxième édition 1952).

Dr SALAH. B : Cours d'alimentation en eau potable

ENSH 1993

Mr BEN HAFID MS : Cours de Protection de sécurité du travail

ENSH

Annexes

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

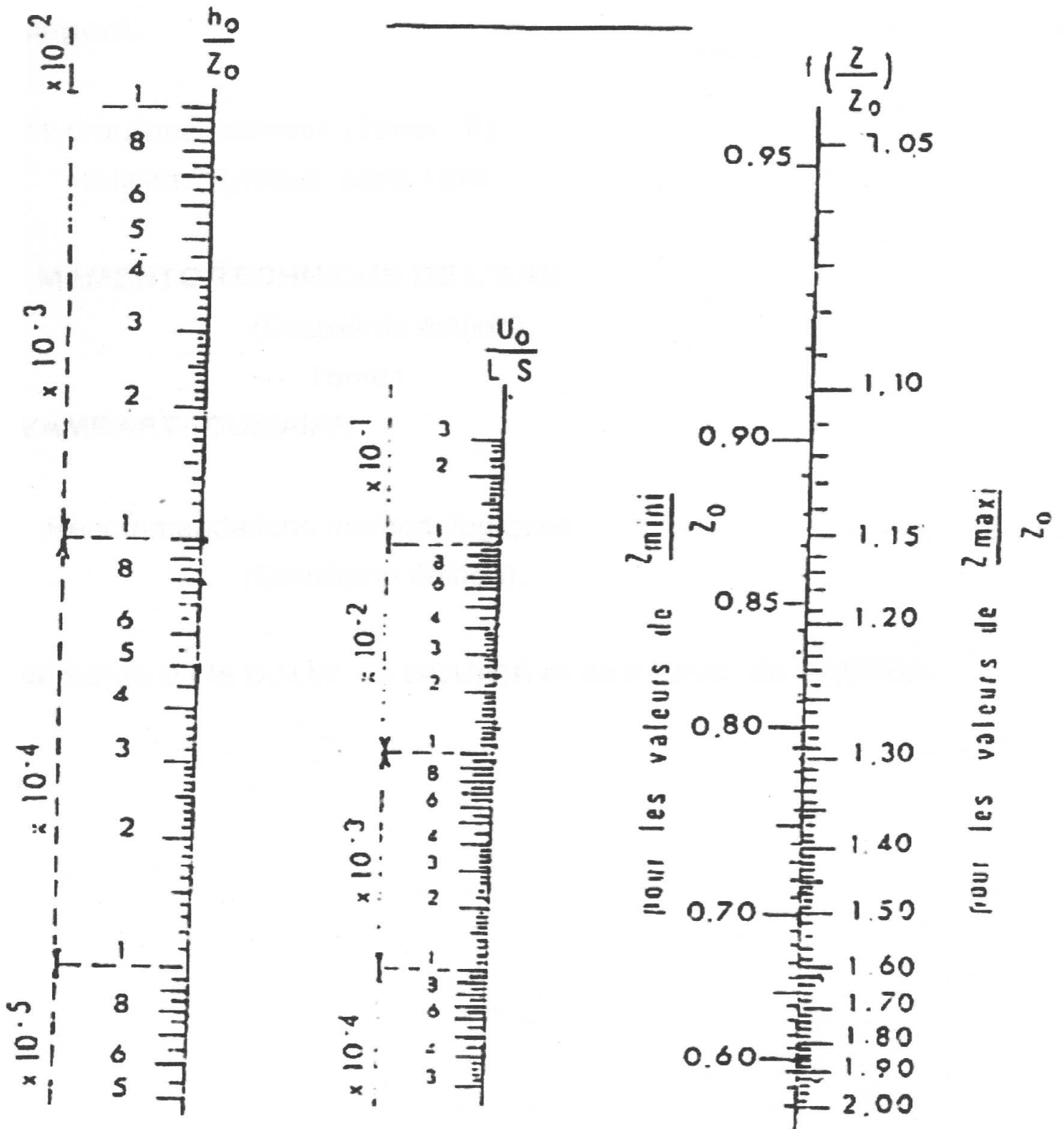


PLANCHE XXVII

ANNEXE

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

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	30	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

$J = \Delta H / L =$ gradient de perte de charge

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