

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master
professionnel en Génie Civil
Option : Constructions Hydrauliques et
Aménagements

THEME

ANALYSE MECANO-FIABILISTE
D'UN RESEAU D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA VILLE
D'EL MENEAA

Encadré par :
M^{me} : BOUZELHA. K

Présenté par :
M^{elle} : MEDJBER Fazia
M^r : ACHOUR Samir

PROMOTION : 2015/2016

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master
professionnel en Génie Civil
Option : Constructions Hydrauliques et
Aménagements

THEME

ANALYSE MECANO-FIABILISTE
D'UN RESEAU D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA VILLE
D'EL MENEAA

Encadré par :
M^{me} : BOUZELHA. K

Présenté par :
M^{elle} : MEDJBER Fazia
M^r : ACHOUR Samir

PROMOTION : 2015/2016

Remerciements

Avant d'aller plus Loin, nous aimerions mettre à profit la présente occasion pour exprimer particulièrement, notre profonde gratitude à notre promotrice M^{me} Bouzelha.K, professeur à la faculté de génie de construction de l'Université de Mouloud Mammeri, pour son apport inconditionnel sur tous les plans tout au long du processus ayant mené au stade final de notre mémoire. Ses qualités de confiance, d'orientation, d'écoute et d'encouragement ont été plus que favorables pour la réussite de ce projet. Mais aussi son suivi et sa disponibilité et de nous avoir fait bénéficier de ses compétences.

Que M' Hamoum.H, trouve ici nos plus profond remerciement pour ses conseils avisés et son aide précieuse, sa rigueur scientifique et l'intérêt constant qu'il a porté a ce travail, sans lui ce travail n'aurait pas pu être réalisé.

Nous tenons également à exprimer nos sincères remerciements à M' Bouzida.R pour l'honneur qu'il nous a fait de faire part de notre modeste travail, pour le temps qu'il a consacré pour mener a bien le déroulement de ce mémoire et de nous avoir fournit un excellent environnement de travail.

Notre gratitude s'adresse à l'ensemble du personnel de AGC qui nous a réservé un accueil plus que chaleureux.

Nous tenons à remercier tous les membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce travail. Leurs disponibilités et leurs suggestions sont énormément appréciées.

Nous saluons la peine et l'effort fournis par l'ensemble de nos enseignants afin d'assurer notre formation tout au long de notre cursus universitaire et leur dire de ce fait, merci.

Nous remercions vivement l'ensemble du personnel de ma faculté et a tous ceux qui ont contribué a ce travaille de prés ou de loin mais qui ne sont pas cités ici, nous les remercie tous chaleureusement.

Ces quelques mots ne traduisent guère tout ce que nous avons pu recevoir de la part de chacun d'entre eux, mais nous souhaitons néanmoins qu'ils y trouvent l'expression de notre infinie reconnaissance.

DIDICACE



Je dédie ce travail :

À mes très chers parents .Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien-être. J'espère avoir répondu aux espoirs que vous avez fondés en moi. Je vous rends hommage par ce modeste travail en guise de ma reconnaissance éternelle et de mon infini amour. Vous résumez si bien le mot parents qu'il serait superflu d'y ajouter quelque chose. Que Dieu tout puissant vous garde et vous procure santé, bonheur et longue vie pour que vous demeuriez le flambeau illuminant le chemin de vos enfants.

À mes sœurs, mes complices Siham, Julie, Nadjia et Fadhila qui m'entourent avec beaucoup de protection, d'affection et d'amour. C'est à travers vos encouragements que j'ai optés pour cette noble profession, et c'est à travers vos critiques que je me suis réalisée.

À toi mon très cher. Aghiles pour ta présence, ton soutien morale et tes encouragements, merci.

À ma grand mère, que dieu te garde et te protège .a vous mes petits anges mes nièces et neveu.

À Ma deuxième famille, les CHA. Pour tous les merveilleux souvenirs que nous avons partagés.

Merci à vous tous.
Fazia

DIDICACE



Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et immense joie que je dédie
ce travail :

A mon cher père,
A la mémoire de ma mère,
A mes chers frères et chères sœurs que j'adore
A Mon meilleur ami Moh demri
A ma binôme qui me taquine toujours
Tous mes amis et toutes mrs amies
A ma grande famille mes oncles, mes tantes, cousins et cousines
A toute personne qui était toujours avec moi de près ou de loin Et
A toute la promotion CHA 2016

Merci à vous tous.
SAMIR

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Figure 1.1: Localisation du site.....	3
Figure 1.2: Carte délimitant la nouvelle ville d'El Ménéaa.....	4
Figure 1.3 : Carte schématique de la nouvelle ville d'El Ménéaa on précisant la RN1.....	5
Figure 1.4 : Localisation des coupes.....	5
Figure 1.5 : coupe transversale du plateau	6
Figure 1.6 : Vues 3D du site.....	6
Figure 1.7: Cartographie des pentes et modélisation 3D.....	7
Figure 1.8 : Superposition de l'ortho photo et de la cartographie des pentes.....	7
Figure 1.9 : Photos prises du plateau.....	8
Figure 1.10: Carte géomorphologique du Plateau Tademaït.....	9
Figure 1.11: Carte des principales zones géotechniques sur le site.....	10
Figure 1.12 : Extrait de composition des zones géotechniques.....	10
Figure 1.13 : Photos des types de sols.....	11
Figure 1.14 : Diaporama sur la nature de la couche meuble sur le plateau.....	11
Figure 1.15: Températures mensuelles moyennes à Ghardaïa (2003-2013).....	12
Figure 1.16 : Précipitations moyennes mensuelles en mm (période 2003-2013).....	13
Figure 1.17 : Diagramme Ombrothermique	14
Figure 1.18 : Cartographie de la direction des vents dominants.	15
Figure 1.19 : Diagramme représentant les vents mensuels de l'année 2009-2010.....	16
Figure 1.20: Phase 1.....	17
Figure 1.21: Phase 2.....	17
Figure 1.22 : Phase 3.....	17

Figure 1.23 : Phase 4.....	17
Figure 1.24 : Phasage et quartier prioritaire de la ville nouvelle d'El Ménéaa.....	18
Figure 1.25 : Limites de la nappe du Continental Intercalaire (CI) et la nappe du Complexe Terminal (CT).....	22
Figure 1.26 : Localisations des forages f1 et f2.....	23
Figure 1.27 : Variation du résidu sec à travers les localités de la wilaya deGhardaïa.....	25

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Figure 2.1 : Répartition des logements de la nouvelle ville.....	28
Figure 2.2 : Logements individuels.....	29
Figure 2.3 : Logement intermédiaire.....	29
Figure 2.4 : Logement collectif.....	30
Figure 2.5 : Répartition de la population de la zone d'étude.....	31
Figure 2.6 : Répartition spatiale des besoins moyens en Eau.....	32
Figure 2.7 : Plan d'occupation du sol (plus en annexe).....	36
Figure 2.8 : Récapitulatif de la consommation moyenne total en eau en pourcentage.....	43
Figure 2.9 : La variation de coefficient β_{max} en fonction de nombre d'habitant.....	46
Figure 2.10 : La variation de coefficient β_{min} en fonction de nombre d'habitant.....	47

Chapitre 3: Présentation de la structure du réseau d'AEP

d'El Ménéaa

Figure 3.1 : Schéma de la deuxième variante propose.....	52
Figure 3.2 : Profile en long de la conduite d'adduction F1-R1.....	53
Figure 3.3 : Profile en long de la conduite d'adduction F2-R2.....	53
Figure 3.4 : Tracé des conduites d'adduction.....	54
Figure 3.5 : Les diamètres nominaux en fonction de la nature de la conduite.....	58
Figure 3.6 : La variation de la consommation selon un profil horaire.....	61

Figure 3.7 : Desserte avec château d'eau.....	62
Figure 3.8 : Limiter les hauteurs des niveaux distribués.....	63
Figure 3.9 : Localisation des châteaux d'eau.....	64
Figure 3.10 : Représentation graphique de l'adduction.....	65
Figure 3.11 : Carte représentative du réseau d'adduction du site d'étude.....	66
Figure 3.12 : schéma de principe de la défense incendie.....	67
Figure 3.13 : Principe de défense incendie.	67

Chapitre 4: *Modélisation du réseau d'AEP sur Epanet*

Figure 4.1 : Boîte de Dialogue Valeurs par Défaut du Projet.....	74
Figure 4.2 : rubrique hydraulique de la boite de dialogue.....	74
Figure 4.3 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).....	75
Figure 4.4 : Boite de dialogue option du schéma (Symboles.....	75
Figure 4.5 : Boîte de dialogue Dimensions du schéma	76
Figure 4.6 : Schéma du Réseau après ajout des nœuds et des réservoirs	77
Figure 4.7 : Schéma du Réseau après ajout des tuyaux.....	77
Figure 4.8 : Les données d'entrée et de sorties des nœuds.....	79
Figure 4.9 : Editeur de propriétés pour les nœuds.....	79
Figure 4.10 : Editeur de propriétés pour les forages	80
Figure 4.11 : Editeur de propriétés pour les réservoirs	80
Figure 4.12 : Les données d'entrée et de sorties des nœuds.....	80
Figure 4.13 : Editeur de propriétés pour les conduites.....	81
Figure 4.14 : Boîte de dialogue option de temps.....	83
Figure 4.15 : Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation (vierge).....	83
Figure 4.16 : Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation	84
(Après remplissage).....	84
Figure 4.17 : Assignation de la courbe de modulation.....	84

Figure 4.18 : Schéma général après simulation.....	86
Figure 4.19 : Schéma général après simulation.....	86
Figure 4.20 : la variation de pression pour les nœud 1A, 1B et 1C au cours de la journée	89
Figure 4.21 : Courbe de modulation pour l'incendie	90
Figure 4.22 : schéma du réseau après la modulation pour l'incendie	91
Figure 4.24 : interprétation graphique des pressions au nœud pour l'incendie.....	93

Chapitre 5: Analyse fiabiliste d'un réseau d'AEP d'El Ménéaa

Figure 5.1 : Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires $\{X\} = \{X1, X2\}$	100
Figure 5.2 : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité.....	101
Figure 5.3 : Méthode d'analyse fiabiliste.....	104
Figure 5.4 : Illustration de la simulation de Monté Carlo.	105
Figure 5.5 : Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo (Désenfant et al, 2007).....	107
Figure 5.6 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode les simulations de Monte Carlo.....	107
Figure 5.7 : La maille faisant l'objet de l'analyse fiabiliste.....	108
Figure 5.8 : Première étape pour générer une loi uniforme de la rugosité "Chw" Sur Microsoft Excel©.....	111
Figure 5.9 : Deuxième étape pour générer une loi uniforme de la rugosité "Chw" Sur Microsoft Excel©.....	111
Figure 5.10 : Histogramme de distribution de la variable aléatoire « Chw ».....	112
Figure 5.11 : Histogramme de distribution de la variable aléatoire « Chw ».....	112
Figure 5.12 : organigramme de calcule.....	113
Figure 5.13 : Courbe de l'évolution de P_f pour l'état limite de vitesse en fonction du nombre de tirage pour 1A-4A.....	114

Figure 5.14 : Courbe de l'évolution de P_f pour l'état limite de pression en fonction du nombre de tirage pour 1A-4A.....	114
Figure 5.15 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 0 niveau.....	115
Figure 5.16 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 1 niveau.....	116
Figure 5.17 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 2 niveaux.....	116
Figure 5.18 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 3 niveaux.....	117
Figure 5.19 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 4 niveaux.....	117
Figure 5.20 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 0.....	118
Figure 5.21 : Courbe de probabilité P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 1.....	118
Figure 5.22 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 2.....	119
Figure 5.23 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 3.....	119
Figure 5.24 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 4 niveaux.....	120
Figure 5.25 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 0 niveau.....	121
Figure 5.26 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 1 niveau.....	121
Figure 5.27 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 2 niveaux.....	122

Figure 5.28 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 3 niveaux.....	122
Figure 5.29 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 4 niveaux.....	123
Figure 5.30 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 0.....	124
Figure 5.31 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 1.....	124
Figure 5.32 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 2.....	125
Figure 5.33 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 3.....	125
Figure 5.34 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 4.....	126
Figure 5.35 : Courbe de l'évolution de la hauteur d'eau d'eau dans le réservoir en fonction du niveau d'étages.....	127



Liste des tableaux

Chapitre 1 : *Présentation de la zone d'étude*

Tableau 1.1: Températures mensuelles moyennes à Ghardaïa (2003-2013).....	12
Tableau 1.2: Précipitations moyennes mensuelles en mm (période 2003-2013).....	13
Tableau 1.3: La température et la pluviométrie (de la période 2003-2013).....	14
Tableau 1.4: Les vents mensuels de l'année 2009-2011 Enregistrées à la station météorologique.....	16
Tableau 1.5 : les populations des différentes phases de la nouvelle ville d'El Ménéaa.....	19
Tableau 1.6: Infrastructures et équipements publics.....	21
Tableau 1.7 : Caractéristique des forages.....	24
Tableau 1.8 : Capacité de production d'eau nécessaire.....	24
Tableau 1.9 : Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa de la wilaya de Ghardaïa. (Source OMS).....	26

Chapitre 2 : *Estimation des besoins en eau*

Tableau 2.1: Répartition et évaluation de la population du site.....	30
Tableau 2.2 : Dotations de base pour les divers types d'aménagement d'El Ménéaa(AGC)..	34
Tableau 2.3 : Besoins domestiques par secteur (m ³ /j).....	35
Tableau 2.4 : Besoins scolaires par secteur.....	37
Tableau 2.5 : Besoins sanitaires par secteur.....	37
Tableau 2.6 : Besoins commerciaux par secteur.....	38
Tableau 2.7 : Besoins administratifs par secteur.....	38
Tableau 2.8 : Besoins sportifs par secteur.....	39
Tableau 2.9: Estimation des besoins en eau pour les équipement touristique et loisirs.....	40

Tableau 2.10 : Surfaces des espaces publics de la phase 1	41
Tableau 2.11: Surfaces des espaces publics de la phase 4.....	41
Tableau 2.12: Estimation des besoins en eau pour l'irrigation.....	42
Tableau 2.13: Estimations des besoins en eau par secteurs.....	42
Tableau 2.14: Récapitulatif de la consommation moyenne total en eau.....	42
Tableau 2.15: Estimations des débits moyens journalier par secteurs.....	44
Tableau 2.16: Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes.....	44
Tableau 2.17: Valeurs de coefficient « β » en fonction du nombre d'habitants.....	46
Tableau 2.18: β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	46
Tableau 2.19 : Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	47
Tableau 2.20: consommation minimal journalière ($Q_{min,j}$).....	48
Tableau 2.21 : Estimation de la demande en eau pour chaque secteur.....	50
Tableau 2.22: Récapitulation des consommations en eau pour la le site d'étude.....	51

Chapitre 3 : *Présentation de la structure du réseau d'AEP d'El Ménéaa*

Tableau 3.1 : Avantages et inconvénients de chaque type de conduite.....	55
Tableau 3.2 : Longueurs des tronçons du réseau de distribution du site d'étude.....	56
Tableau 3.3 : La relation entre SDR et PN.....	59
Tableau 3.4 : Dimensions PEHD PN 10.	59
Tableau 3.5 : Altitudes et demande de base des nœuds du réseau.....	60
Tableau 3.6 : Les multiplicateurs d'une courbe de consommation ou courbe de Modulation.....	61

Chapitre 4: *Modélisation du réseau d'AEP sur Epanet*

Tableau 4.1 : Formules de perte de charge totale pour toute la longueur de la canalisation en charge (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en m ³ /s).....	72
Tableau 4.2 : Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs.....	73

Tableau 4.3 : L'état des arcs à l'heure de pointe.....	87
Tableau 4.4 : L'état des nœuds de demande à l'heure de pointe.....	88
Tableau 4.5 : L'état des nœuds pour les deux heures de simulation.....	91
Tableau 4.6 : L'état des arcs à l'heure de pointe+ incendie.....	92
Tableau 4.7 : Secteur de distribution.....	95
Tableau 4.8 : Volume de stockage prévu.....	96
Tableau 4.9 : Capacité des stockages.....	96
Tableau 4.10 : les hauteurs des châteaux d'eau.....	96

Chapitre 5: Analyse fiabiliste d'un réseau d'AEP d'El Ménéaa

Tableau 5.1 : Caractéristiques de lamaille.....	108
Tableau 5.2 : Identification des variables intervenant dans le calcul du réseau.....	109
Tableau 5.3 : Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs.....	110
Tableau 5.4 : Coefficients de Rugosité de Hazen Williams.....	110
Tableau 5.5 : Extrait du résultat de génération de la loi uniforme de la rugosité "Chw" sur Microsoft Excel [®]	115
Tableau 5.6 : Extrait de la première itération pour le tronçon 1A – 1B de la maille.....	115
Tableau 5.7 : Extrait de la première itération pour le tronçon 1B – 4B de la maille.....	116
Tableau 5.8 : Résultats de la première itération.....	116
Tableau 5.9 : Extrait de la deuxième itération pour le tronçon 1A – 1B de la maille.....	117
Tableau 5.10 : Extrait de la deuxième itération pour le tronçon 1B – 4B de la maille.....	118
Tableau 5.11 : Résultats de la deuxième itération.....	118
Tableau 5.12 : Extrait de la troisième itération pour le tronçon 1A – 1B de la maille.....	119
Tableau 5.13 : Extrait de la troisième itération pour le tronçon 1B – 4B de la maille.....	119
Tableau 5.14 : Résultats de la dernière itération.....	120
Tableau 5.15 : Pressions et vitesses du tronçon 1A – 1B.....	121
Tableau 5.16 : Pressions et vitesses du tronçon 1B - 4B.....	121
Tableau 5.17 : Pf obtenu pour 2 étages.....	122
Tableau 5.18 : Pf obtenu pour 3 étages.....	122
Tableau 5.19 : Pf obtenu pour 4 étages.....	123

Tableau 5.20 : Pf obtenu pour 0 étages.....	123
Tableau 5.21 : Pf obtenu pour 1 étages.....	124
Tableau 5.22 : Pf obtenu pour 2 étages.....	124
Tableau 5.23 : Pf obtenu pour 3 étages.....	125
Tableau 5.24 : Pf obtenu pour 3 étages.....	125
Tableau 5.25 : Hauteur d'eau optimal pour chaque niveau	126



Sommaire

Remerciement

Dédicace

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... 1

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Introduction	3
1.1 Situation géographique.....	3
1.2 Situation topographique	5
1.3 Situation géologique.....	8
1.4 Situation géotechnique	9
1.5 Situation climatique.....	12
1.5.1 La température	12
1.5.2 Pluviométrie	13
1.5.3 Le diagramme climatique	13
1.5.4 Le vent.....	14
1.5.5 Humidité de l'air	16
1.6 Situation sociodémographique d'El Ménéaa	16
1.7 Situation socio-économique	19
1.8 Situation hydrologique	21

1.8.1 Ressources en eau existantes	22
1.8.2 Ressources en eau mobilisées	23
1.8.3 Qualité de l'eau	24
1.8.3.1 Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines de la ville d'El Ménéaa	25
Conclusion	26

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Introduction	27
2.1 Évaluation de la population de la zone d'étude	27
2.1.1 Répartition des densités bâties et des populations	27
2.1.2 Répartition de la population du site d'étude	27
2.1.3 Estimation de la population pour la zone d'étude	30
2.2 Utilisation du réseau d'eau potable	31
2.3 Répartition des besoins en eau par secteur.....	31
2.3.1 Phase 1	31
2.3.2 Phase 1	31
2.4 Estimation des besoins en eau pour chaque secteur.....	32
2.4.1 Dotation.....	32
2.4.2 Besoins domestiques	34
2.4.3 Besoins des équipements publics.....	35
2.4.4 Besoins industriels	39
2.4.5 Autres besoin	39
2.5 Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total.....	42

2.6 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes	43
2.7 Étude des variations des débits.....	44
2.7.1 Coefficient d’irrégularité	45
2.7.2 Variations de la consommation journalière	47
2.7.3 Variation de la consommation horaire.....	48
2.8 Débit de pointe	49
2.8.1 Débit de pointe journalier.....	49
2.8 Débit de pointe	49
2.9 Récapitulatifs des consommations en eau pour chaque secteur.....	50
Conclusion.....	51

Chapitre 3 : Présentation de la structure du réseau d’AEP d’EL Ménéaa

Introduction	52
3.1 Schéma d’aménagement étudié.....	52
3.2 Structure du réseau d’AEP d’El Ménéaa	52
3.2.1 Conduites	53
3.2.1.1 Conduites d’adduction	53
3.2.1.2 Le conduite de distribution	54
3.1.2.3 Nature de conduites.....	55
3.1.2.4 Longueur des conduites	56
3.1.2.5 Diamètre de la conduite	58
3.3.2 Les nœuds	59
3.3.2.1 Les nœuds à débit fixe	59
3.3.2.2 Les nœuds à charge fixe.....	61

Conclusion.....	68
-----------------	----

Chapitre 4 : Modélisation du réseau d'AEP sur Epanet

Introduction	69
4.1 Modélisation des réseaux d'AEP d'El Ménéaa.....	69
4.1.1 Choix du modèle de calcul.....	69
4.1.2 Présentation du logiciel EPANET 2.0.....	70
4.1.3 Principe de calcul du logiciel.. ..	70
4.2 Etapes de modélisation.....	73
4.2.1 Utiliser un fond d'écran.....	73
4.2.2 Configuration d'un Nouveau Projet	73
4.2.3 Tracer du réseau	76
4.2.4 La saisie des donnés	78
4.2.4.1 Les nœuds.....	79
4.2.4.2 Les tuyaux	80
4.2.5 Sauvegarde et Ouverture des projets.....	81
4.2.6 Exécution d'une Simulation d'Écoulement Permanent	81
4.2.7 Exécution d'une Simulation de longue durée	82
4.2.7.1 Exécution d'une courbe de modulation	83
4.2.7.2 Assignation de la courbe de modulation aux nœuds.....	84
4.2.8 Exécution de simulation	85
4.3 Résultats et discussion	86
4.4 Réseau de lutte contre incendie.....	89
4.4.1 Modélisation du réseau de lutte contre incendie	89
4.4.1.1 Hypothèses pour la simulation hydraulique.....	89

4.4.1.2 Procédure de la modélisation	90
4.4.2 Résultats de la simulation.....	91
4.5 Vérification du réseau	93
4.5.1 Les conduites dans le réseau	93
4.5.1.1 Consistance des tuyaux	93
4.6.1.2 Conditions de pose des conduites	94
4.5.1.2 Equipement sur conduites	95
4.4.2 Ouvrages de stockage.....	95
4.5.2.1 Capacité des réservoirs.....	95
4.6.2.3 Hauteur du château d'eau.....	96
Conclusion.....	96

Chapitre 5 : Analyse fiabiliste d'un réseau d'AEP d'EL Ménéaa

Introduction	98
5.1 Approche par fiabiliste	98
5.2 Approche probabiliste	99
5.3 Contexte probabiliste.....	99
5.4 Fonction d'état limite	99
5.5 Variables aléatoires et lois de probabilité	101
5.5.1 Variables aléatoires	101
5.5.2 Caractéristiques d'une variable aléatoire	101
5.5.2.1 Espérance mathématique.....	101
5.5.2.2 Variance et écart types	102
5.5.2.3 Moyenne.....	102
5.5.2.4 Coefficient de variation.....	103

5.5.3 Lois de probabilité d'une variable aléatoire.....	103
5.6 La théorie de la probabilité de défaillance	104
5.6.1 Simulation Monte Carlo classique.	105
5.6.2 Etapes de la simulation Monte Carlo	106
5.7 Analyse fiabiliste du réseau d'AEP d'El Ménéaa	108
5.7.1. Présentation du réseau à analyser.....	108
5.7.2 Fonction d'état limite.	109
5.7.3 Identification des variables.....	109
5.7.4 Génération de la variable aléatoire.	110
5.7.4.1 Les paramètres caractérisant la loi uniforme	111
5.7.4.2 Etapes de génération de la variable aléatoire sous Excel.....	111
5.7.5 Organigramme de calcul.	112
5.7.6 Evaluation de la probabilité de défaillance P_f	114
5.7.6.1 Le réservoir plein $H_e = 4m$	115
5.7.6.2 Le réservoir au niveau minimal	120
5.7.7 Optimisation de la hauteur d'eau dans la cuve du réservoir	126
Conclusion.....	127

Conclusion générale	128
---------------------------	-----

Annexe 1

Annexe 2

Références bibliographiques

Introduction générale

La mission d'un service d'eau potable est définie comme devant assurer la production et la distribution d'eau potable en quantité, qualité et pression convenues en fonction des capacités du système. Ces exigences nécessitent de bien dimensionner le réseau mais également de le maintenir dans un état satisfaisant. Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de renouveler quand il atteint un seuil de vétusté limite. Ce vieillissement engendre des dysfonctionnements venant compliquer l'objectif d'existence du réseau d'AEP d'un point de vue pression et vitesse.

Dans ce travail, nous nous intéressons dans sa première partie à l'étude du réseau d'AEP de la ville nouvelle d'El Ménéaa (wilaya de Ghardaïa) qui nous a été confié par le bureau d'étude AGC (African Géosystem Company) par la méthode déterministe. En seconde partie, nous présentons une contribution sur l'analyse de la fiabilité de ce même réseau. Le but de cet outil d'aide à la décision que nous proposons est d'alerter le concepteur du réseau suffisamment tôt, pour leur permettre d'anticiper et de réagir avant d'entrer dans la zone de défaillance. Afin d'évaluer cette probabilité de défaillance, nous fondons notre analyse sur la prise en compte du phénomène du vieillissement des conduites.

Le vieillissement des conduites est un événement aléatoire qui a lieu sur un réseau d'AEP qui entraîne des dommages matériels énormes. Ce phénomène est introduit dans le modèle fiabiliste à travers un paramètre qui est le coefficient de rugosité de Hazen William « Chw », survenant au calcul de la perte de charge unitaire. Cette variable est générée aléatoirement par une loi uniforme.

Pour mener cette étude nous avons décomposé le travail en cinq chapitres :

Dans un premier temps (chapitre 1), nous allons procéder à la présentation de la région d'étude qui est une étape préliminaire de reconnaissance de la zone d'étude et localisation du projet.

Le deuxième chapitre est consacré à l'estimation des besoins en eau de la population d'El Ménéaa estimée à 12 644 habitants par le bureau d'étude EGIS International.

Il est nécessaire d'appréhender le métier de l'adduction et la distribution de l'eau potable et tous particulièrement les éléments de l'infrastructure. C'est pourquoi le troisième chapitre s'attachera à présenter les éléments constituant notre réseau d'AEP.

Le chapitre quatre consiste en la modélisation du réseau de distribution de notre zone d'étude par le logiciel EPANET©. Cette modélisation nous conduira à dimensionner le réseau. Ce chapitre représente la méthode déterministe du réseau d'AEP.

Enfin une analyse fiabiliste du réseau d'AEP sera proposée dans le dernier chapitre (Chapitre 5). Cette approche probabiliste s'appuie sur la méthode de Monte Carlo classique en considérant l'aléa du vieillissement qui introduit comme variable aléatoire le coefficient de la rugosité « Chw » et cela en tenant compte de la hauteur d'eau dans le réservoir.

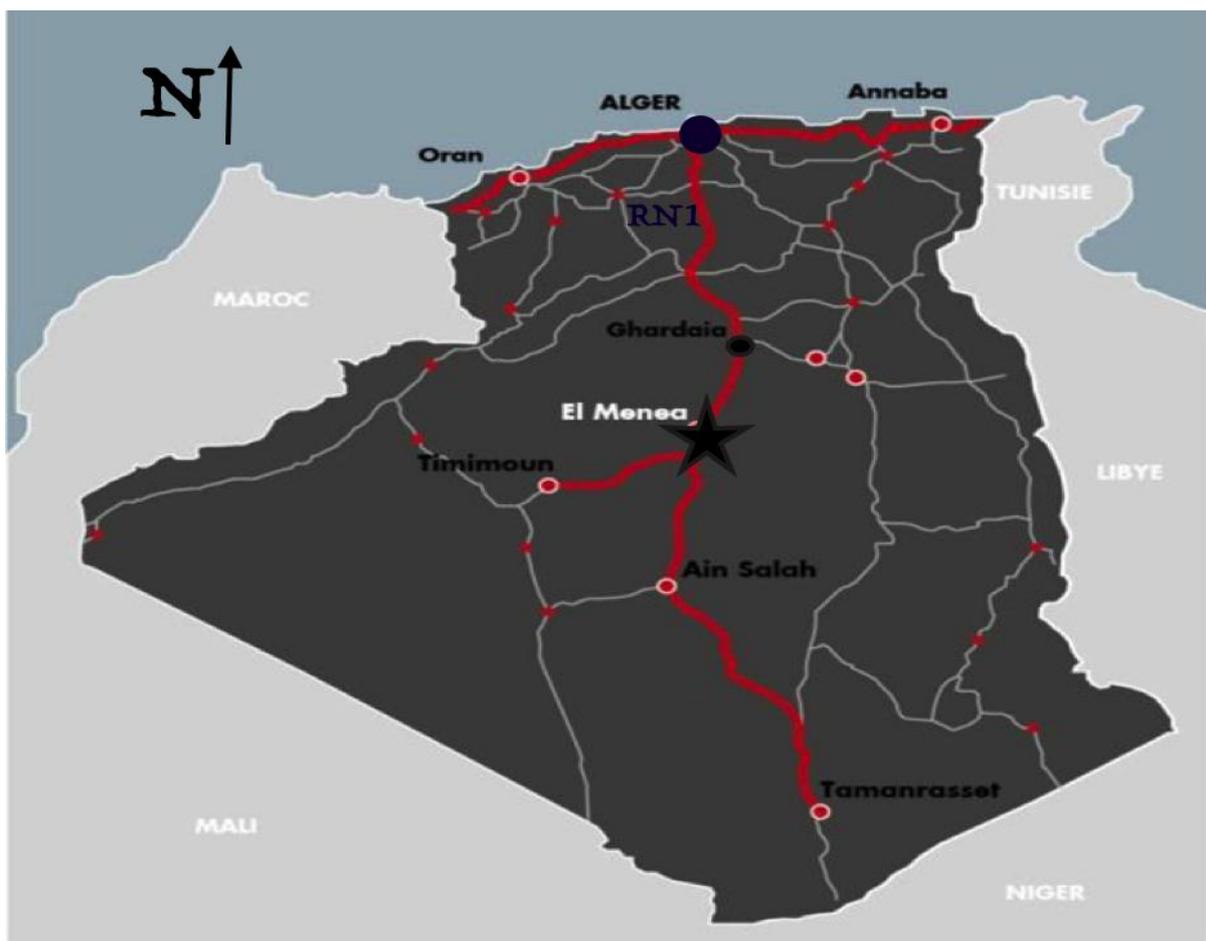
Les résultats de l'étude mécano-fiabiliste fera l'objet d'une conclusion générale.

Introduction

L'objet de ce chapitre consiste en la présentation de la zone d'étude « nouvelle ville d'El Ménéaa », située dans la wilaya de Ghardaïa, et ce pour les besoins de l'étude. Cette présentation se fera d'un point de vue géographique, topographique, géologique, géotechnique climatique, sociodémographique, socio-économique et enfin hydraulique, afin de cerner toutes les caractéristiques de la région d'étude qui pourraient influencer l'étude du projet. Le document utilisé pour cette étude est fournie par AGC (étude de finalisation du plan d'aménagement de la nouvelle ville d'El Ménéaa, A- 00001, 2012).

1.1 Situation géographique

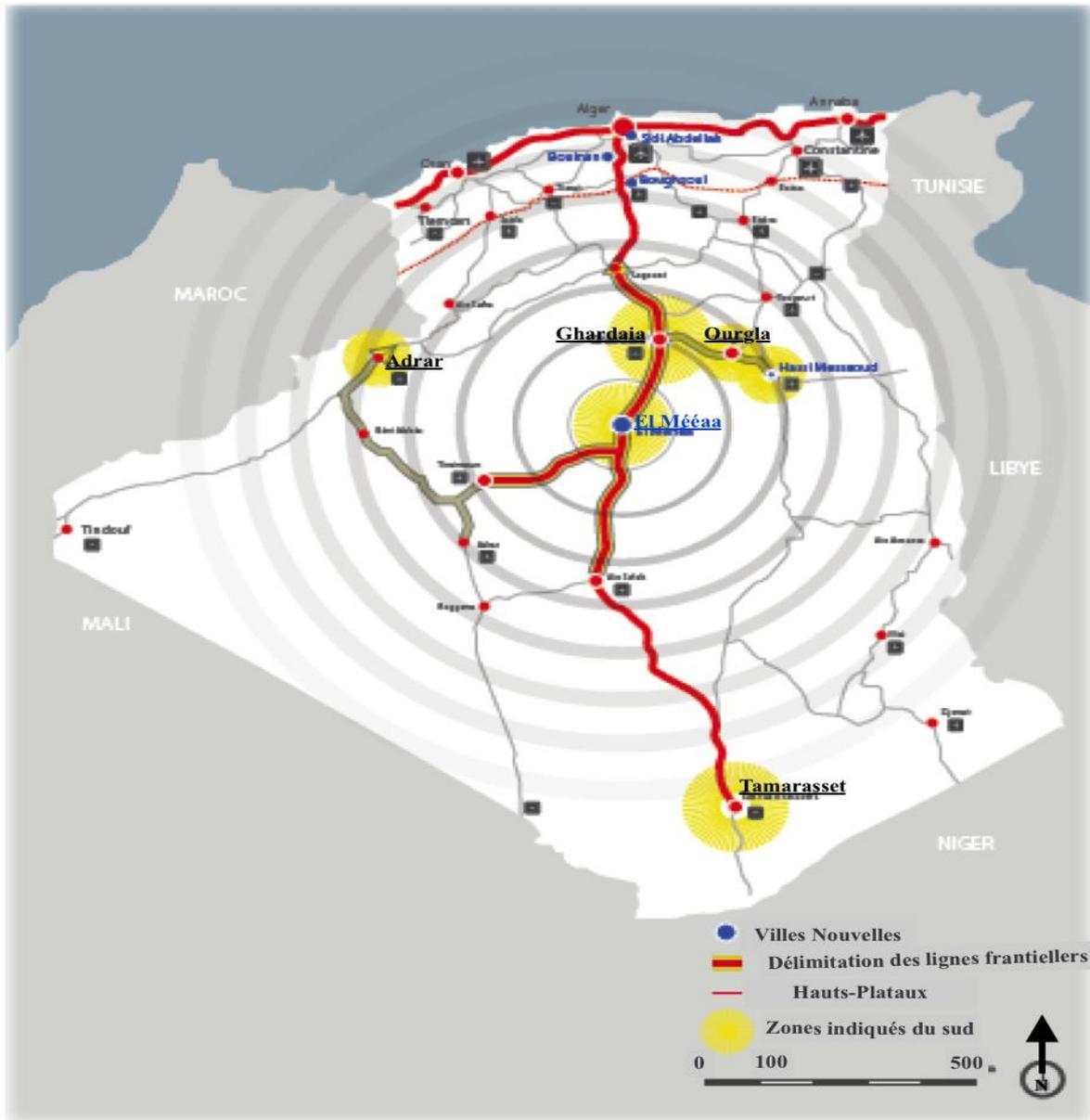
Située à 690 km à vol d'oiseau de la capitale Alger et à 870 km en empruntant la RN1 la nouvelle ville s'élève à 370 m au-dessus du niveau de la mer. Située à 270 km au sud de Ghardaïa, El Ménéaa est le chef lieu de la plus vaste daïra de la wilaya de Ghardaïa (figure1.1).



Source AGC

Figure 1.1: Localisation du site.

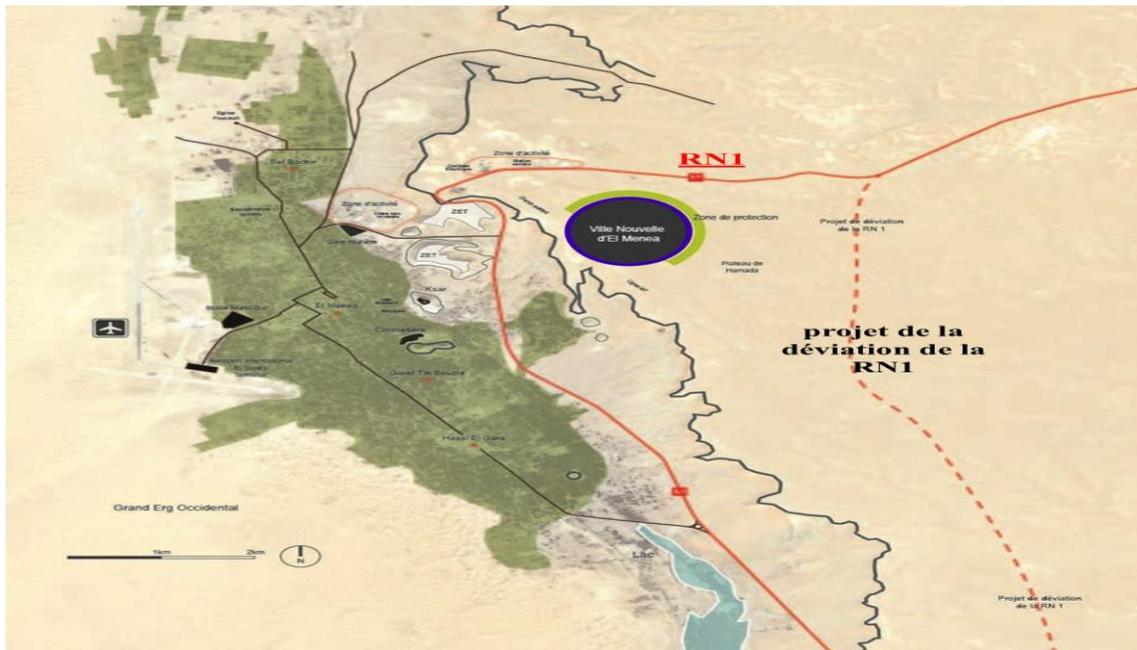
El Ménéaa est limitée par la wilaya de Tamarasset au sud, la wilaya d'Ouargla à l'est les wilayas d'Bayadh et Adrar à l'ouest, et la ville de Ghardaïa au nord (figure 1.2).



Source AGC

Figure1.2: Carte délimitant la nouvelle ville d'El Ménéaa.

Cette nouvelle ville bénéficie aussi du tracé de la voie transsaharienne RN1 (figure 1.3) elle se trouve aussi en situation stratégique pour relayer efficacement les fonctions métropolitaines de Ghardaïa et s'ouvrir davantage aux échanges Nord-Sud.



Source AGC

Figure 1.3 : Carte schématique de la nouvelle ville d'El Ménéaa on précisant la RN1.

1.2 Situation topographique

Le projet de la Ville Nouvelle est projeté sur le plateau de l'Hamada au nord-est de la ville existante. Son périmètre d'étude de 1190 hectares et 100 hectares pour la zone d'étude nous concernant s'inscrit entre la route nationale au nord et la crête de la falaise à l'ouest. Cette organisation spatiale apporte aujourd'hui une certaine séparation entre la ville existante, ou ville basse, et la Ville Nouvelle ou ville haute. Une falaise de plus de 40 mètres de haut sépare ces deux polarités, apportant alors une barrière physique forte entre les deux villes. Un modèle numérique de terrain (MNT) a été établi à partir des relevés topographiques de la zone d'étude effectués par la Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures (SAETI) que précise les figures 1.4 et 2,5 ci dessous :



Figure 1.4 : Localisation des coupes.

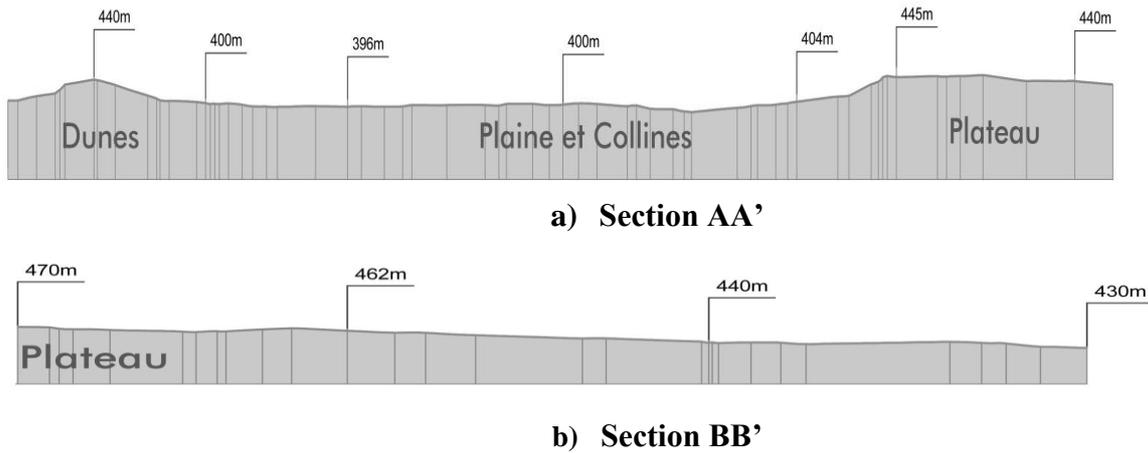


Figure 1.5 : Coupe transversale du plateau.

La figure 1.6 montre parfaitement la nouvelle ville d'El Ménéaa.

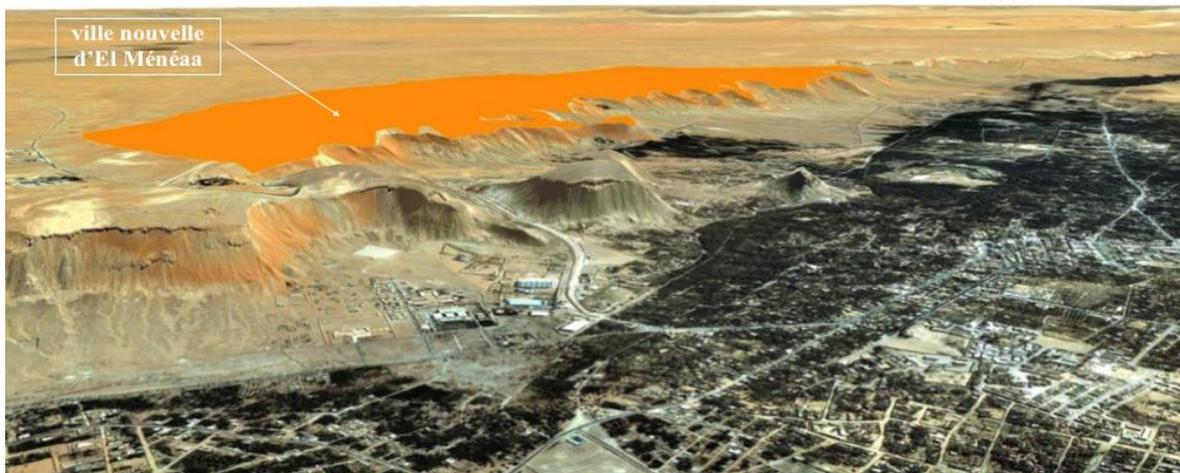


Figure 1.6 : Vues 3D du site.

À grande échelle l'altimétrie de la ville peut se diviser en 4 zones:

- ✓ les dunes de sables à l'Ouest pouvant atteindre une hauteur de 200m,
- ✓ la plaine et les collines, la ville basse, la ville d'El Ménéaa existante et la palmeraie,
- ✓ la falaise et l'entre deux,
- ✓ la ville haute, la Ville Nouvelle d'El Ménéaa et le plateau d'Hamada.

L'analyse des pentes du terrain sur le site de projet révèle un secteur d'étude à planimétrie favorable dans sa grande majorité comme l'illustre les figure 1.7 et 1.8 ci-dessous. Ce relief en plateau est un fort atout pour le développement d'El Ménéaa ainsi que pour l'aménagement des futures infrastructures. Les secteurs les plus favorables à l'urbanisation sont caractérisés par des pentes ne dépassants pas les 20%. Cette contrainte liée à la topographie du terrain

naturel permet une intégration optimale du tissu urbain avec le sol. Au vu de l'étendue des zones à planimétries favorables, il est facilement envisageable de respecter ces contraintes en s'éloignant légèrement de la crête de la falaise.

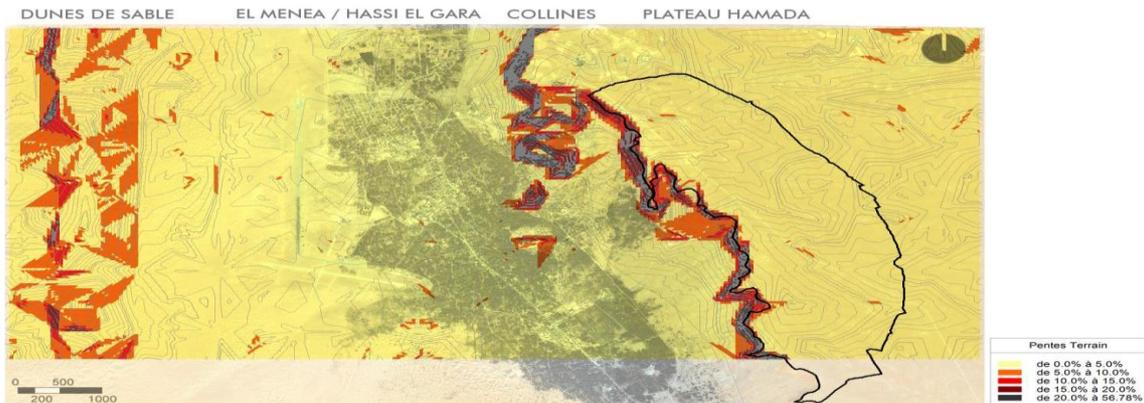


Figure 1.7: Cartographie des pentes et modélisation 3D.

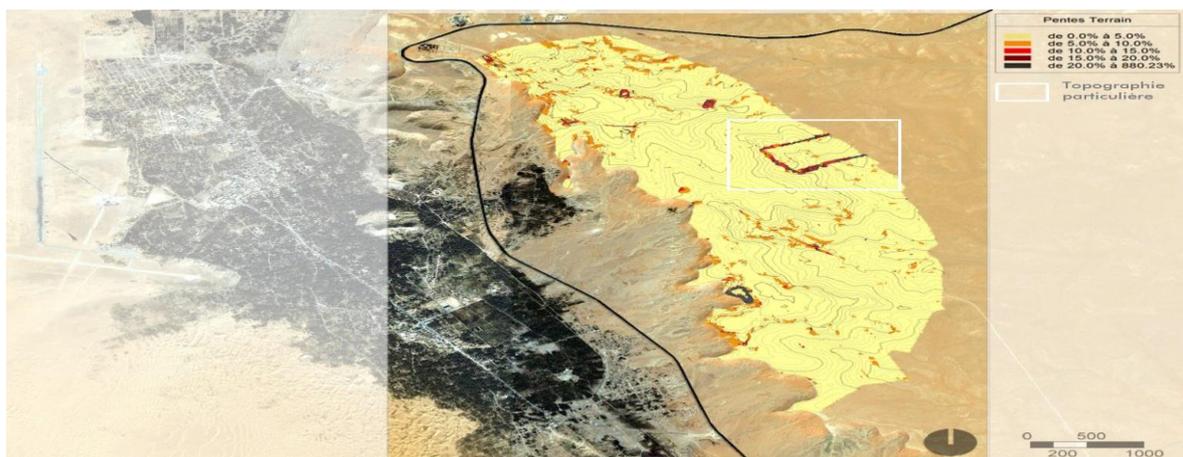


Figure 1.8 : Superposition de l'ortho photo et de la cartographie des pentes.

La Hamada, un plateau caillouteux dont l'allure générale des terrains est caractérisée par une faible pente du nord (amont) vers le sud (aval) (Beleragueb, 1996). Le relief de la phase d'étude est nivelé, fortement érodé, formant un complexe de monticules, de cuvettes et d'îlots d'érosion plus en relief du plateau. Le passage du plateau à la vallée d'El Ménéaa est brusque. Le site objet de l'étude constitue une partie de ce plateau, formé par des couches subhorizontales et montrant des petits escarpements séparés par des anciens cours d'eaux comblés par les produits d'altération. Des modifications ont été apportées à la topographie naturelle du site, par l'exploitation des carrières qui apparaissent sous forme de dépôts de gravas, des décapages de déblais meubles et rocheux, faisant une parfaite continuité entre le terrain naturel et le supposé remblai.

La figure 1.9 ci-dessous représente des photos prises du site d'El Ménéaa :



Figure 1.9 : Photos prises du plateau.

I.3 Situation géologique

Le site d'El Ménéaa est un plateau rocheux tabulaire limité par des falaises. Il est d'origine sédimentaire, le plus souvent calcaire. En général la surface montre de la roche nue lissée par l'érosion éolienne. La dorsale de M'Zab (le Tademaït et ses bordures) séparent le bas Sahara de l'erg occidental passe dans sa partie sud et sud-est à des plateaux constituant de vastes étendus appelés : hamadas ou plateau du Tademaït. Le dorsale de M'Zab représente en fait un grand bassin sédimentaire à faciès lagunaire emballant des calcaires siliceux, des argiles et des marnes gypseuses, et correspond à la grande transgression cénomaniennne qui constitue la dernière présence d'une mer au Sahara. Le plateau est ainsi fortement découpé en un chevelu de vallées hiérarchisées qui ressemblent à un filet (chebka du M'Zab). Ce filet est un plateau particulièrement aride qui ne possède aucune source et dont les oueds, courts, ne coulent qu'une ou deux fois par an. Les crues sont retenues en amont par des barrages qui dérivent l'eau dans les jardins et à l'aval par des digues de terre, qui l'obligent à s'infiltrer.

Le site, objet de l'étude, constitue une partie de ce plateau hamada. Le relief est nivelé, fortement érodé, formant un complexe de monticules, de cuvettes et d'ilots d'érosion plus en relief du plateau. Le passage du plateau à la vallée d'El Ménéaa est brusque. L'altitude moyenne du site est à 438 m, formé par des couches subhorizontales et montrant des petits escarpements séparés par des anciens cours d'eaux comblés par les produits d'altération. La carte géomorphologique a été fournie par la PAW de la wilaya de Ghardaïa (figure 1.10).

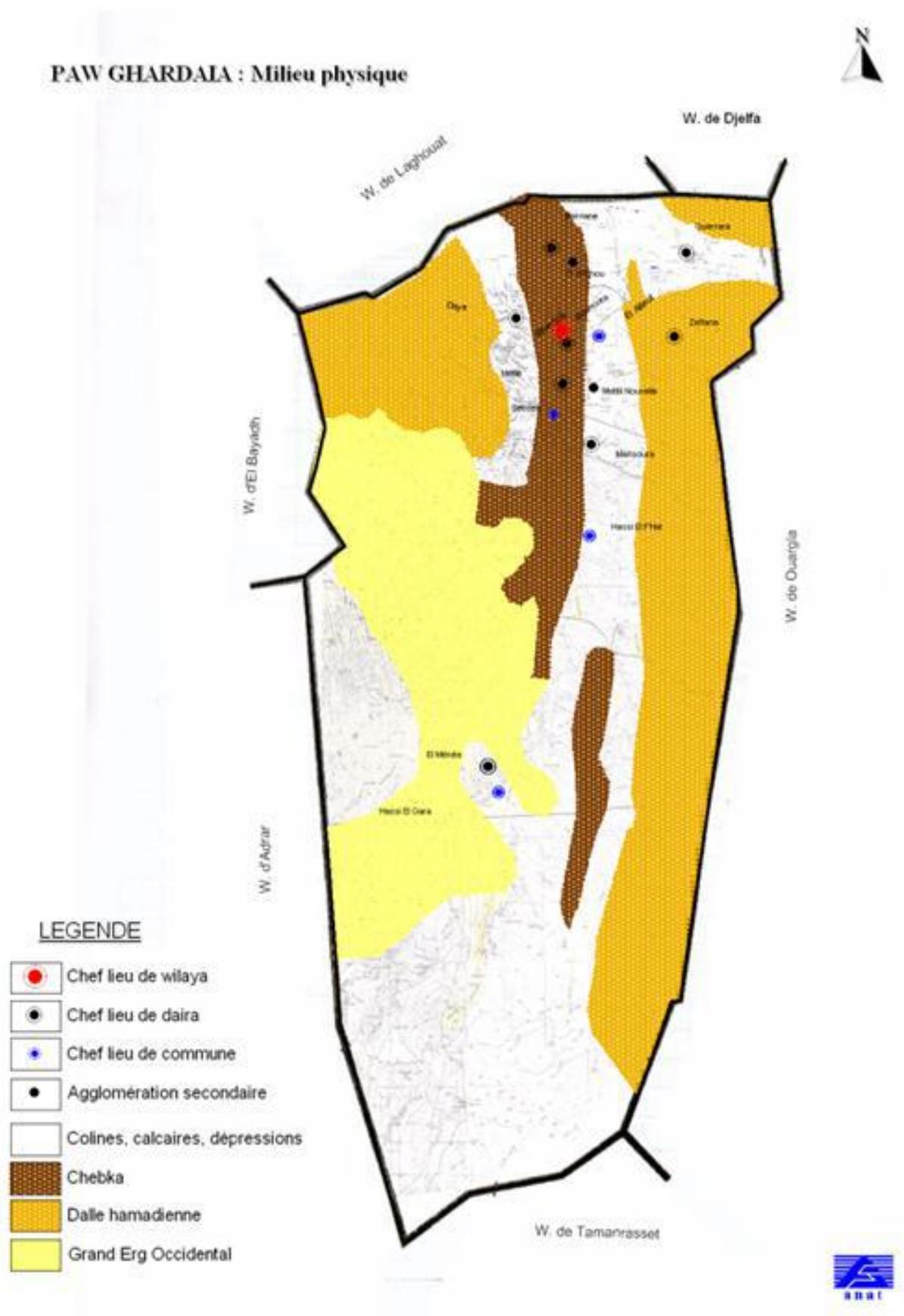


Figure 1.10: Carte géomorphologique du Plateau Tademaït.

1.4 Situation géotechnique

Une première étude géotechnique a été fournie par le labo « LTPS » en 2004 et révisée en mai 2012. L'étude géotechnique nous apporte une information sur la nature des sols sur le plateau. La carte ci-dessous représente les zones principales géotechnique du site d'étude :

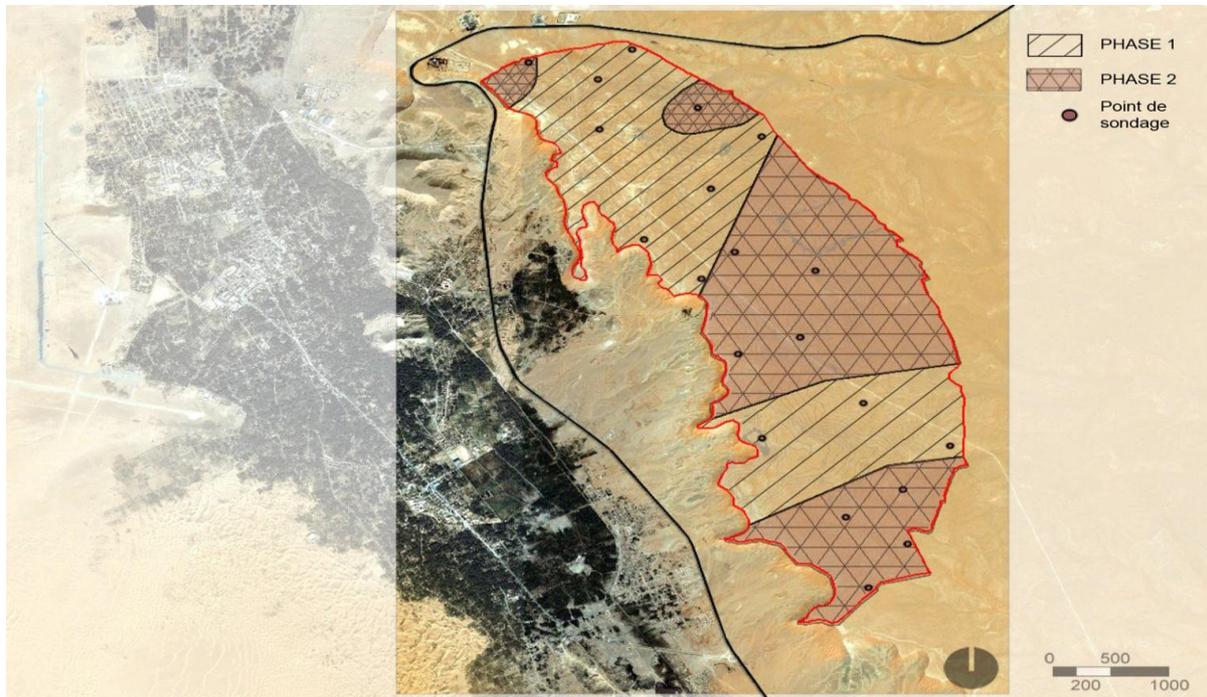


Figure 1.11: Carte des principales zones géotechniques sur le site.

Nous distinguons deux zones (figure 1.12) avec des caractéristiques particulières. La première zone possède entre la couche meuble et la couche rocheuse, une couche hétérogène composée de sable et d'encroûtement. La seconde zone ne possède qu'une couche meuble et une couche rocheuse.

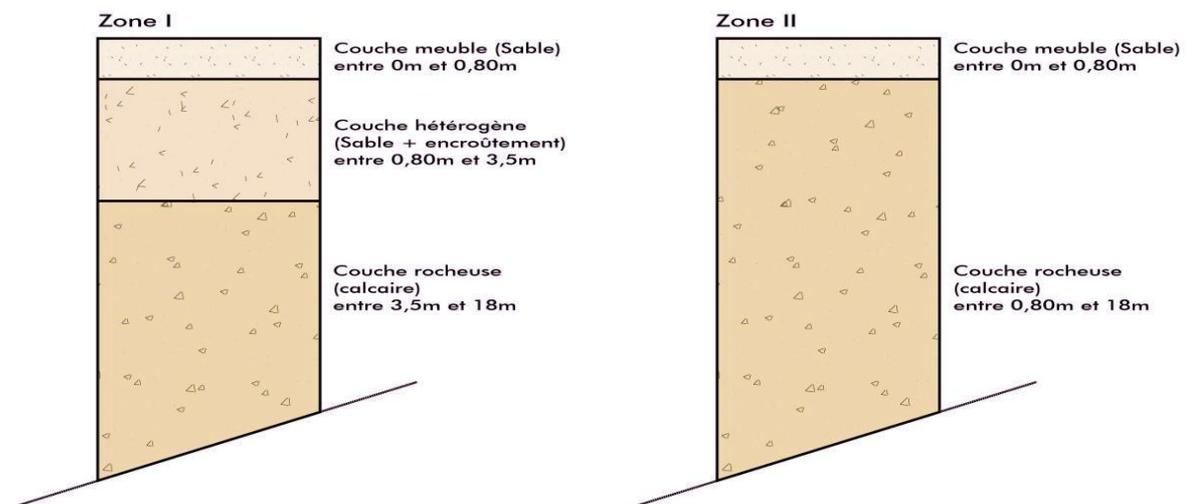


Figure 1.12 : Extrait de composition des zones géotechniques.

Les figures 1.13 et 1.14 montrent les types et la nature du sol dans la ville d'El Ménéaa.

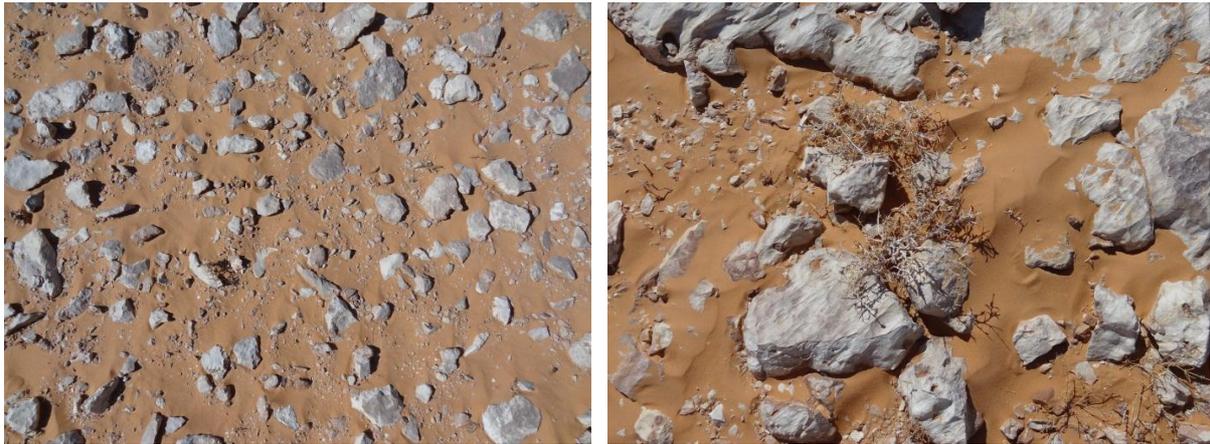


Figure 1.13 : Types de sols.



Figure 1.14 : Diaporama sur la nature de la couche meuble sur le plateau.

Nous pouvons conclure que le sol est majoritairement très sableux, représentant 60 à 70% de sable fin et 15 à 20% de sable grossier. Quant aux argiles et limons, ils représentent à peine 10% ce qui est très faible pour créer des complexes argilo-humiques nécessaires à la nutrition des végétaux. Une autre caractéristique du sol à considérer concerne le taux de calcaire qui est considéré, selon les études, comme faible à normal mais avec une tendance d'augmentation avec la profondeur. Quant au taux de salinité, nous pouvons le considérer comme très faible et n'ayant aucune incidence majeure sur la croissance des végétaux. La granulométrie très sableuse du site favorise le lessivage du chlorure de sodium en profondeur qui ne peut pas se fixer sur le complexe argilo-humique. Néanmoins, et à l'instar du calcaire, nous notons une augmentation de la salinité dans les couches inférieures du sol. Enfin, nous remarquons une forte hétérogénéité dans la stratification des couches géologiques du site. La dalle de calcaire affleure parfois à la surface tandis qu'on peut la retrouver à plusieurs mètres de profondeur à d'autres endroits dans le site.

1.5 Situation climatique

Le caractère fondamental du climat Saharien est la sécheresse de l'air. Mais les microclimats jouent un rôle considérable au désert. Le relief, la présence d'une végétation abondante peuvent modifier localement les conditions climatiques. (Bichi et *al*, 2006) montrent que le climat d'El Ménéaa est de type désertique chaud ou la pluie est rarissime.

1.5.1 La température

La région d'El Ménéaa possède un climat saharien avec des étés chauds et secs. Les températures pouvant atteindre les 40°C à l'ombre, et des hivers tempérés et frais, avec des températures pouvant descendre en-dessous de 0°C. Dans cette région, les écarts de températures peuvent être importants, accentués par la faible humidité de l'air. Ce phénomène peut avoir une influence sur le comportement et l'évolution des roches. La dilatation et la rétraction excessives peuvent aboutir à l'éclatement de la roche. Le tableau 1.1 représente une étude pédologique des températures de la ville nouvelle d'El Ménéaa (Rapport technique Bureau des Etudes du Milieu et de l'Hydraulique, Novembre 2013).

Tableau 1.1: Températures mensuelles moyennes à Ghardaïa (2003-2013).

	Jan	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
T° Min	4,96	6,74	9,67	14,12	19,43	22,91	27,19	26,76	21,22	16,51	11,14	6,45
T° Max	18,36	20,36	25,22	28,80	33,48	38,77	42,34	41,32	35,95	30,48	23,02	18,63
T° Moy	11,57	13,35	17,20	21,26	26,30	30,84	34,85	32,94	28,67	23,36	16,85	12,41

Ces résultats sont représentés sur la figure 1.15 suivante :

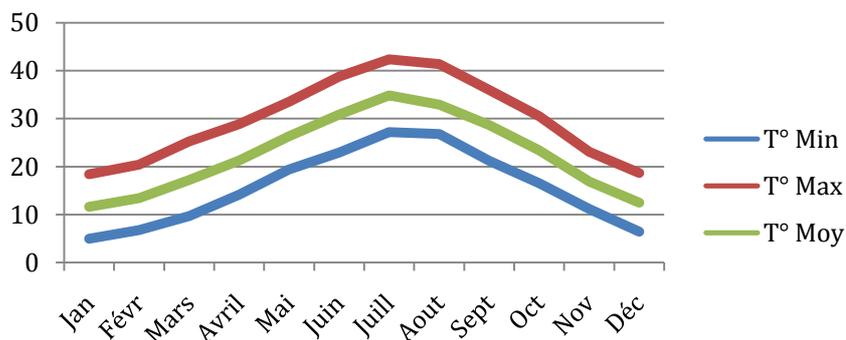


Figure 1.15: Températures mensuelles moyennes à Ghardaïa (2003-2013).

La température moyenne annuelle est de 22,46°C, avec 34,85°C en juillet pour le mois le plus chaud et 11,57°C en janvier pour le mois le plus froid.

1.5.2 Pluviométrie

Les précipitations sont très rares et irrégulières (irrégularité mensuelle et annuelle). Quand celles-ci ont lieu, elles sont violentes, courtes et orageuses, leur répartition est marquée par une sécheresse presque absolue de Mai jusqu'à Juillet, et par un maximum comme c'est illustré sur le tableau 1.2 en septembre. Les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 91,81mm. (Etude pédologique des sols de la ville nouvelle d'El Ménéaa- Rapport technique Bureau des Etudes du Milieu et de l'Hydraulique, Novembre 2011). Les eaux superficielles sont très peu fréquentes à cause des faibles précipitations, elles se présentent parfois sous forme de sebkha ou chott, avec une salinité élevée.

Tableau 1.2: Précipitations moyennes mensuelles en mm (période 2003-2013).

Mois	Jan	Févr	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Ao	Sept	Oct	Nov	Déc
P (mm)	7,42	1,93	7,37	9,31	1,59	1,38	2,76	9,7	23,1	13,7	6,40	7,00

Le diagramme (figure 1.16) suit et traduit les résultats du tableau 1.2 :

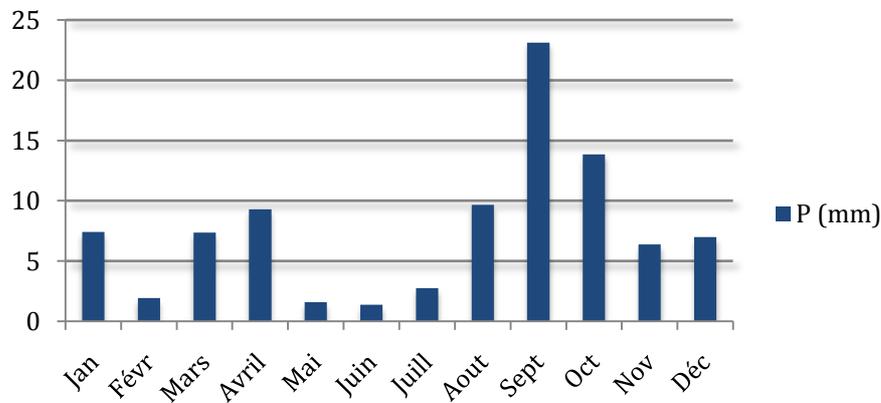


Figure 1.16 : Précipitations moyennes mensuelles en mm (période 2003-2013).

1.5.3 Le diagramme climatique

Un diagramme climatique, appelé aussi ombrothermique, est un graphique utilisé en météorologie. Il représente la variation mensuelle d'une ou plusieurs variables climatiques (température, précipitations, hygrométrie, etc.) en un lieu donné. L'intérêt de ce diagramme est de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche, permet d'un seul coup d'œil de caractériser un climat, tout en fournissant des explications. Pour tracer ce diagramme, on

porte en abscisses les mois successifs de l'année, en ordonnées à droite les précipitations P en mm, et à gauche les températures T en °C, de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures. Les résultats de la température moyenne mensuelle et de la pluviométrie moyenne mensuelle de la région d'étude sont illustrés dans le tableau 1.3.

Tableau 1.3: La température et la pluviométrie (de la période 2003-2013).

	Jan	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
T°Moy	11,57	13,35	17,2	21,26	26,3	30,84	34,85	32,94	28,67	23,36	16,85	12,41
P(mm)	7,42	1,93	7,37	9,31	1,59	1,38	2,76	9,68	23,1	13,86	6,40	7,00

Le diagramme ombrothermique de la zone d'étude est représenté sur la (figure 1.17)

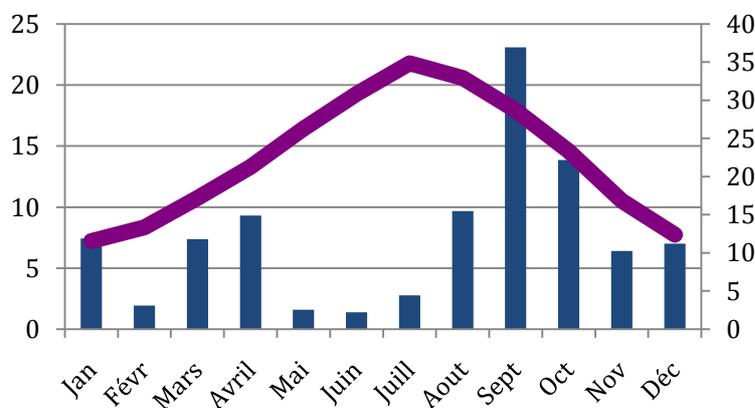


Figure 1.17 : Diagramme Ombrothermique.

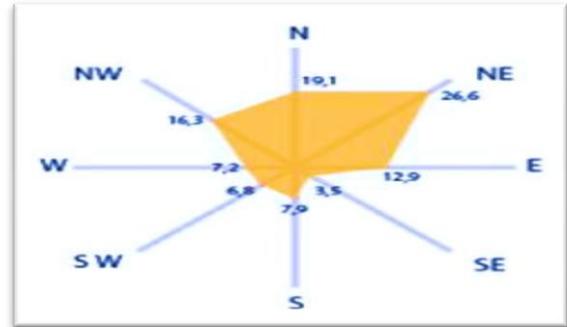
La période de sécheresse peut durer 2 à 3 années, comme la pluie peut tomber sous forme d'orage provoquant des crues exceptionnelles et catastrophiques. Il est fondamental d'analyser la pluviométrie même en milieu désertique pour intégrer dans la conception de la ville des ouvrages de lutte contre les inondations. En effet, dans le contexte particulier de la Ville d'El Ménéaa qui sera structurée entre ville nouvelle haute et ville basse Ancienne. Il serait désastreux que la construction de la ville nouvelle génère des inondations dans la ville basse.

1.5.4 Levent

Les vents sont produits par les différences de pression atmosphérique engendrées principalement par les différences de température. Il est à noter que dans nos régions sahariennes, les vents sont inévitables. Les dernières études nous donnent une première indication sur les caractéristiques techniques de ces vents. Ils sont souvent violents pouvant

atteindre près de 4m/s. Les phénomènes de rafales et de tourbillon créent en vent chargé de sables et de poussières pouvant être relativement contraignant et créant des phénomènes d'érosion. En règle générale, la ville d'El Ménéaa est sujette à des vents fréquents entre janvier et août de directions multiples (figure 1.18) ;

- ✓ Nord Ouest de janvier à juin et de septembre à décembre.
- ✓ Nord-Est de juillet à août.
- ✓ Vent Sirocco (Nord-Sud) de mai à septembre sur une moyenne annuelle de 11j/an.



Il est également intéressant de relever que le plateau d'Hamada ne dispose pas de risque d'accumulation sableuse. « Par sa position topographique, le plateau est une zone de transit les vents ne permettent pas au sable de s'accumuler, néanmoins la création d'obstacles, suite à la réalisation des constructions diverses de la Ville Nouvelle, risque d'entraîner des accumulations sableuses ».

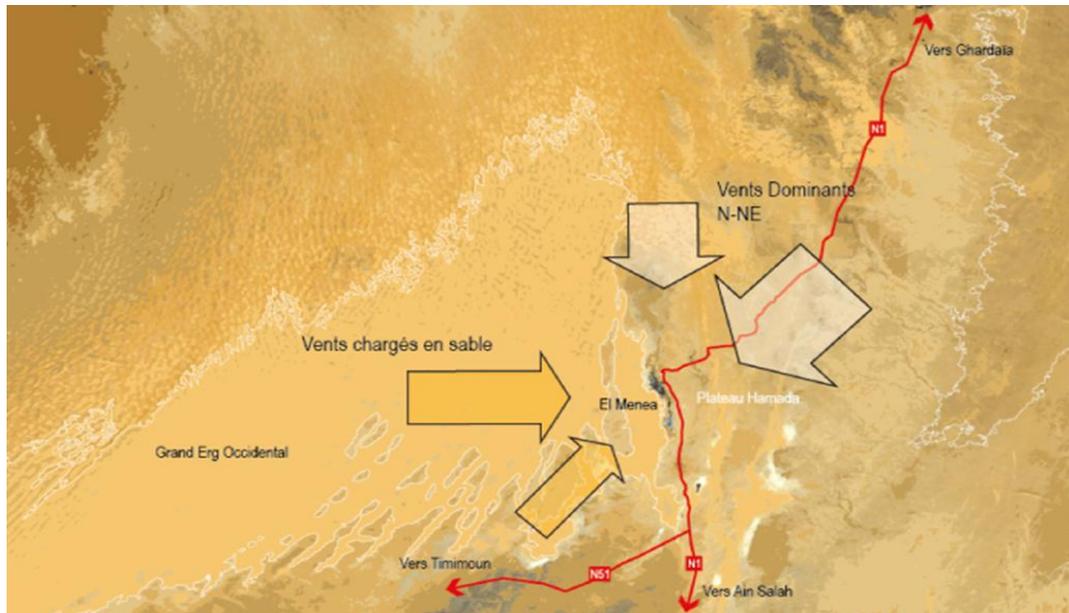


Figure 1.18 : Cartographie de la direction des vents dominants.

Nous ne disposons pas aujourd'hui de données météorologiques précises relatives aux vents établies permettant une analyse fine. Nous envisageons de recueillir ces données auprès des structures aéroportuaires de la région. Il s'agit de l'aéroport d'El Ménéaa qui doit disposer

de mesures régulières indispensables à son activité (vitesse, direction, etc.). Le tableau 1.4 suivant montre les enregistrements mensuels de la vitesse du vent dans notre zone d'étude.

Tableau1.4:Les vents mensuels de l'année 2009-2010Enregistrées à la station météorologique.

Année	2009							2010				
Mois	Juin	Juill	Aout	Sept	Octo	Nove	Déce	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai
V (m/s)	13,6	11,4	11,1	11	8,6	5,9	7,8	10,7	12,3	15,7	19,3	18,2

Ces résultats sont représentés sur le diagramme illustré sur la figure 1.19 suivante :

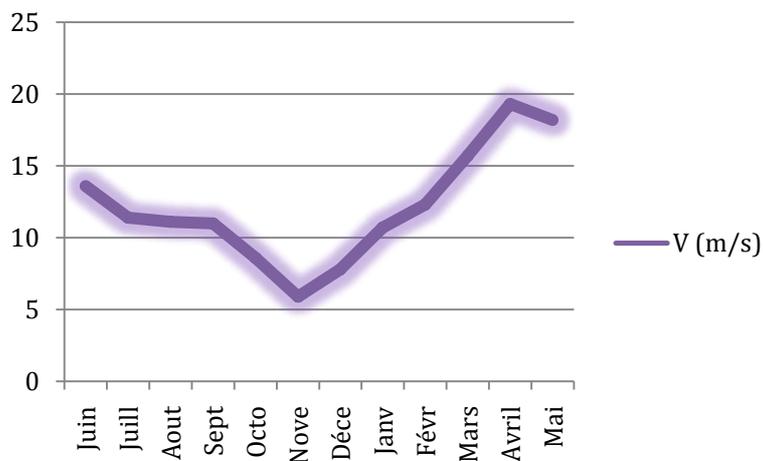


Figure 1.19 : Diagramme représentant les vents mensuels de l'année 2009-2010.

1.5.5 Humidité de l'air

Dans le Sahara, le taux moyen de l'humidité est rarement supérieur à 65%, parfois, il peut descendre au-dessous de 30%. Sur un intervalle de dix années, la moyenne la plus élevée est enregistrée au mois de décembre, avec un taux de 63,1% et la plus faible au mois d'août, avec un taux de 23%.

1.6 Situation sociodémographique d'El Ménéaa

La réussite du projet de la ville Nouvelle d'El Ménéaa dépend beaucoup du mode opérationnel qui sera mis en oeuvre pour la réalisation de la ville. Une ville de 50 000 habitants (estimation fournie par le bureau d'étude EGIS international) ne peut se faire que par étapes, ainsi la réalisation du projet est répartie en quatre phases.

a. Phase1

La première phase du projet est bordée au nord par l'entrée de ville et au sud par l'axe vert qui pourra constituer le premier élément d'agrément avant d'entamer la deuxième phase (figure 1.20). Sa superficie est de 96.4 Ha.



Figure 1.20 : Phase1.

b. Phase2

La phase 2 vient compléter le quartier prioritaire sur une superficie de 153,7 Ha et sera bordée par les jardins maraichers familiaux au sud. La zone de protection sera alors réalisée jusqu'à cette limite sud (figure 1.21).



Figure 1.21 : Phase 2.

c. Phase3

La zone d'intension sud vient en troisième phase entourée de sa zone de protection. La réserve foncière au nord permettra l'installation de la base vie et de la base du chantier. Cette base vie se rétrécissant au fur et à mesure de l'avancement du projet. Cette phase s'étend sur 211.4 Ha.



Figure 1.22 : Phase 3.

d. Phase 4

La phase 4 vient compléter la ville pour atteindre les 10 000 logements souhaités. Sa superficie globale est de 40.4 Ha. La figure ci-coté représente la quatrième phase de notre projet d'étude.

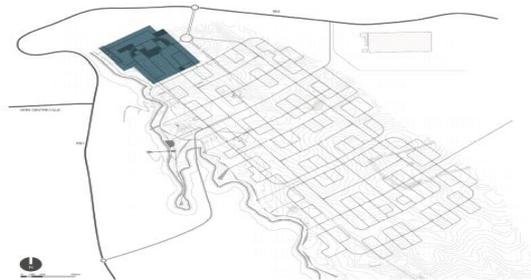


Figure 1.23 : Phase 4.

Les différentes phases du projet sont illustrées dans la figure 1.24 suivante :



LEGENDE	
Phasage	
[- - -]	Quartier intégré
[Yellow]	Phase 1
[Orange]	Phase 2
[Blue]	Phase 3
[Dark Blue]	Phase 4
[Dark Green]	Protection agricole Phase 1
[Medium Green]	Protection agricole Phase 2
[Light Green]	Protection agricole Phase 3
[Grey]	Equipements

Figure 1.24 : Phasage et quartier prioritaire de la ville nouvelle d'El Ménéaa.

Le tableau suivant donne les populations des différentes phases de la nouvelle ville d'El Ménéaa, estimé à partir du plan de la répartition des logements par AGC.

Tableau 1.5 :les populations des différentes phases de la nouvelle ville d'El Ménéaa.

Phases	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Total
Habitants	9029	16550	20893	3615	50087

Dans le cadre de notre étude, nous nous intéressons aux deux phases 1 et 4.

1.7 Situation socio-économique

El-Ménéaa est une région historique qui est liée à un passé riche de plusieurs civilisations. Toute fois elle a vu une régression de concentration de la population et une décentralisation des activités. C'est pourquoi le gouvernement à envisager de recourir à un aménagement urbain afin d'attirer la population vers le sud. Le SNAT (Schéma National d'aménagement des territoires) a planifié un plan d'aménagement urbain à long terme afin d'avoir une nouvelle ville dynamique et attractives, doté de toutes les commodités.

a. Activités économiques

Comme toute ville dynamique et attractive, la Ville Nouvelle d'El Ménéaa sera dotée de fonctions économiques diverses. Certaines sont inscrites dans la continuité des activités économiques existantes à El Ménéaa, et d'autres seront nouvellement créées afin d'apporter une offre diversifiée. Le concept d'aménagement attribue un emplacement et une fonction à chacune des typologies d'activité économique afin de garantir un équilibre en termes de répartition des emplois. Le commerce s'articule autour de trois typologies complémentaires : les centres commerciaux, les commerces de proximité et le commerce artisanal. Le marché central complète ces typologies et représente de par sa position un élément structurant des futurs échanges entre El Ménéaa, Hassi El Gara, les villes du sud et du nord. Il offre une zone réservée au commerce de gros afin d'alimenter les petits commerces ainsi qu'une grande halle pour le développement du commerce marchand pour les clients privés.

b. Equipements socio-éducatifs

L'organisation des équipements socio-éducatifs est inhérente aux normes algériennes et à la pré-programmation établie par l'Etablissement Public de la Ville Nouvelle. L'enseignement suit une structure définit, enseignement fondamental, obligatoire et gratuit d'une durée de 9 ans réparti en 3 paliers : enseignement secondaire général et technique, enseignement supérieur et formation professionnelle.

c. Equipements sportifs

La Ville Nouvelle sera dotée de larges parcelles pouvant accueillir divers équipements sportifs qui viennent compléter ce panel afin d'offrir une pratique sportive tout au long de l'année indépendamment des conditions climatiques. Ces équipements doivent avoir une qualité architecturale qui les pérennise et les rends attrayant aux habitants.

d. La santé

El Ménéaa bénéficiera d'un EPH (Etablissement Public Hospitalier), de l'EPSP (Etablissement Public de Santé de Proximité). Le ratio actuel d'El Ménéaa indique 1,92 lits pour 1000 habitants (Source : Annuaire Statistique 2011). Ce dispositif est complété par les centres de santé, polyclinique, foyers pour personnes âgées et des salles de soins.

e. L'écotourisme, le tourisme culturel et les loisirs

L'attractivité de la Ville Nouvelle est une question fondamentale, car il ne s'agit pas ici de faire une unique opération de logements afin de compenser la pression démographique et de soulager la palmeraie de la pression foncière. Le projet de Ville Nouvelle est plus global et prétend rayonner à une échelle régionale et participer de ce fait à l'équilibrage du territoire algérien dans le sens hauts plateaux, zones côtières et désert. Afin de répondre au mieux à cet objectif, plusieurs équipements et infrastructures ont été prévus.

Le tableau qui suit regroupera toutes les infrastructures et équipements publics de notre zone d'étude :

Tableau 1.6: Infrastructures et équipements publics.

Infrastructures et équipements publics	Le nombre
Équipements scolaires	4 Écoles primaires, 3 Écoles secondaires ; 2 Lycées, 4 Crèches /jardins d'enfants ; 2 Centres de formation.
Équipements sanitaires	1 Hôpital, 3 Centres de santé ; 2 Foyers pour personnes âgées.
Équipements administratifs	1 PTT central, 2 Recettes PTT, 2 Commissariats ; 1 Commissariat central, 1 Tribunal ; 1 Centre de sécurité urbaine, 1 Protection civile ; 1 Siège de l'établissement public ville nouvelle.
Équipements commerciaux	1 Marche central, 1 centre commercial, des commerces artisanaux, des commerces de proximités ; d'autre types de commerce aussi divers que varié.
Équipements tourisme et loisir	1 hôtel, 2 cinémas, 1 Maison de jeune, 2 théâtres ; 1 ^{er} Gare, 1 palais des congrès, 1 show-room ; 1 ^{er} bibliothèque.
Équipements sportifs	1 ^{er} piscine, 2 terrains multisports, 2 salles omnisports ; 2 salles polyvalentes, 1 stade, 1 site sportif.
Équipements religieux	2 mosquées de quartier ; 1 ^{er} grande mosquée.
Réseaux routiers	1 ^{er} Route nationale n°1

1.8 Situation hydrologique

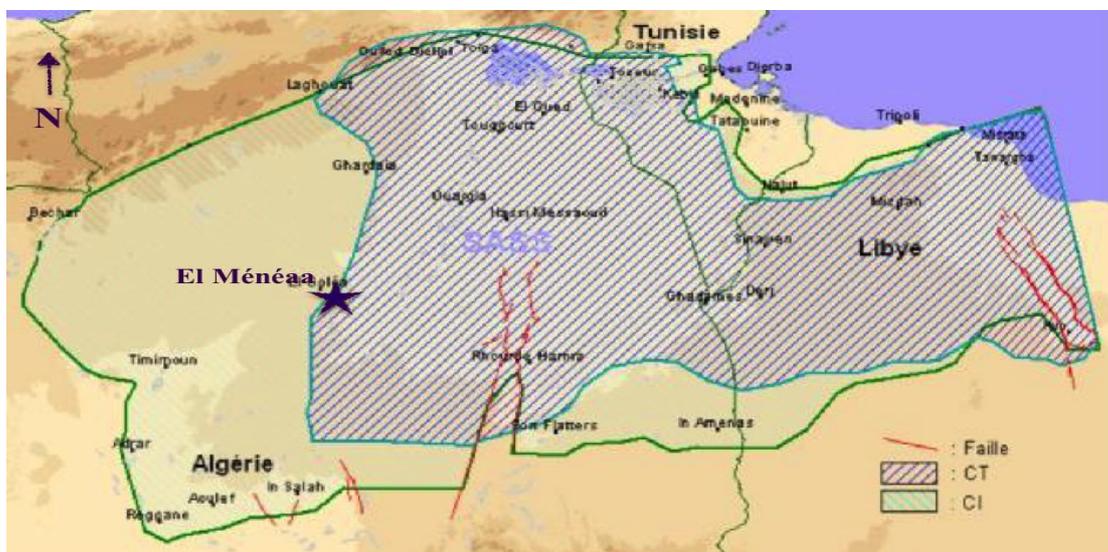
El Ménéaa était connu par ses considérables eaux douces souterraines (nappes d'eau) et pour ses nombreuses oasis ; ville aux deux cent mille Palmiers, elle est réputée également pour son eau minérale, ses agrumes et ses roses qui fleurissent à longueur d'année. Elle a acquis une célébrité nationale et internationale grâce à ses oasis et à ses sites historiques. A première vue, il faut noter que les caractéristiques climatiques de la région montrent qu'El Ménéaa est extraiment pauvre en eau de surface. Les précipitations sont très faibles voir même quasi nulles pour provoquer l'écoulement. L'oasis doit son eau des nappes souterraines à travers des puits et des forages (Beleraqueb, 1996).

L'approvisionnement en eau potable de la nouvelle ville d'El Ménéaa est assuré à partir de diverses catégories de ressources, principalement les ressources souterraines, et très faiblement les ressources superficielles.

1.8.1 Ressources en eau existante

a. La nappe albiene ou la nappe du continental intercalaire (CI)

Cette nappe profonde, est contenue dans le continental intercalaire, son eau est fossile (ne se renouvelle plus, depuis un temps plus ou moins long. Elle est vouée à un épuisement inévitable), emmagasiné au cours des périodes pluvieuses du quaternaire. Elle s'étend sur une superficie de 600.000 km² et se situe à une profondeur moyenne de 200 m. La qualité de son eau est très bonne et le sens de son écoulement est généralement nord-sud (Meterfi, 1984). Elle est très importante et qualifiée de grand appareil hydraulique du Sahara (Savorain, 1947). La figure 1.25 représente les limites de cette nappe du CI.



Source AGC

Figure 1.25: Limites de la nappe du Continental Intercalaire (CI) et la nappe du Complexe Terminal (CT).

b. Nappe phréatique

C'est une nappe superficielle, se trouvant dans les formations du quaternaire. Elle circule dans les sables et alluvions de l'oued Seggeur qui serpente aux pieds de la falaise, et dont le cours souterrain fournit les eaux qui alimentent l'oasis, a son origine à 500 Km au Nord-Ouest dans les monts des Ksours, c'est à dire sur le versant sud de l'Atlas saharien. Cette région montagneuse est un vaste réservoir d'eau pour toute la région. Dans la vallée où sont implantées les palmeraies d'El Ménéaa. La nappe bénéficie surtout des infiltrations provenant de la nappe albiene, soit des eaux de ruissellement (Beleragueb, 1996). Selon (Bahmani, 1987) la nappe est à 1,40 m de l'oasis, elle monte progressivement vers le sud à des profondeurs inférieures à 1 m.

c. Ressources de surface (Alimentation du lac)

Les entrées d'eaux proviennent de la pluviométrie, de la remontée de la nappe phréatique des excès d'eaux d'irrigation et des rejets d'eaux usées du village de Hassi El Gara distant de 5km et aussi d'émergence de sources. Le bassin supérieur d'eau douce est a une profondeur de 2m et le bassin inferieure d'eau salée est a une profondeur variant 30 et 50cm. La profondeur des 2 bassins est comprise entre 0,3 et 2 mètres, la fluctuation du niveau d'eau dépend de la pluviométrie et de la température mais le site est permanent en raison de la diversité des sources d'alimentation (Atlas, 2004).

1.8.2 Ressources en eau mobilisée

Les ressources actuellement prévues dans le cadre du projet (mais en dehors de notre prestation) consistent en la mise en place de 4 forages. Toutefois seuls deux forages F1 et F2 sont prévus pour les deux phases d'étude 1et 4, comme le montre la figure 1,26. Ces forages sont du côté nord-ouest et à proximité immédiate du site d'étude de la Ville Nouvelle.

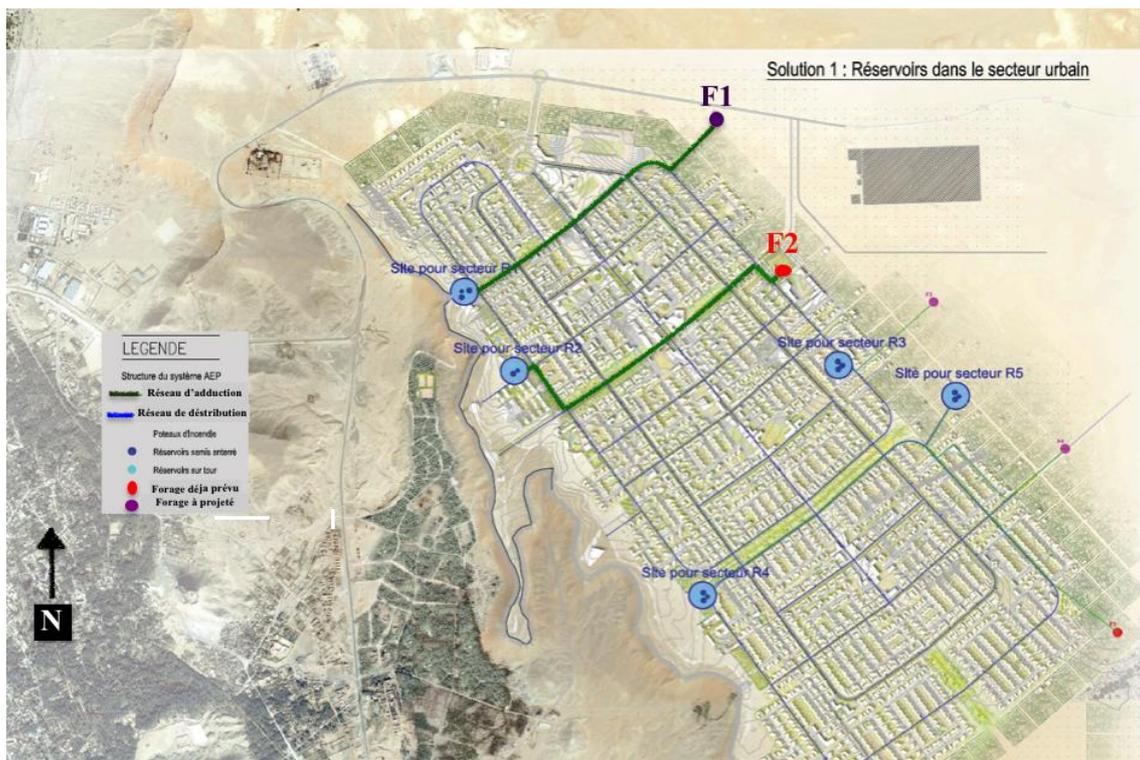


Figure 1.26 : Localisations des forages f1 et f2.

a. Caractéristiques des forages

Les deux forages sont similaires. La capacité unitaire de chaque un est de 60l/s (déterminer par des essais de débit par AGC) soit 120 l/s en tout. Les caractéristiques des forages sont données par AGC et sont illustrés dans le tableau 1.7 qui suit :

Tableau 1.7 : Caractéristique des forages.

Localité	Forages	Débit mobilisé		Temps de mobilisation
		L/S	M ³ /J	
Zone d'étude	F1	60	5184	20
	F2	60	5184	20
	Total	120	10368	40

Le débit d'eau fourni par les deux forages (120 l /s) doit suffire pour satisfaire les besoins en eau de la phase d'étude que nous estimerons dans le chapitre qui suit.

b. Capacité de production des forages

Ces forages sont de type artésien. Leur production est donc disponibles 24h/24h. Le tableau suivant présente les capacités nécessaires de production d'eau.

Tableau 1.8 : Capacité de production d'eau nécessaire.

	Total par phase	Total cumulé		Pour eau potable strict (en cumulé)	
	l/s	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j
Phase1	61	61	5272	50	4309
Phase4	24	85	7326	67	5774

c. Localisation des forages

La localisation exacte de ces forages devra être déterminée après une étude spécifique, vis-à-vis de la nappe captée. Le nombre de forage à créer pourrait être plus important si le débit unitaire de chaque forage était inférieur à 60l/s. Les deux forages sont localisés, comme indiqué sur la figure 1.26.

1.8.3 Qualité de l'eau

Pour contrôler la qualité d'une eau, l'OMS a défini des normes de potabilité et des recommandations que les pays développés et la plupart des grandes villes appliquent en permanence, afin de garantir aux consommateurs une eau potable. Ces normes imposent à chaque pays d'établir sa propre législation en fonction des critères locaux et de degré de son développement. Cependant, de multiples précautions sont à prendre lors de l'analyse.

a. Les limites de qualité à respecter

Les limites de qualités à respecter sont à : Sodium (Na) < 150 mg/l et Chlorures (Cl) < 200 mg/l (normes nationales Algériennes). Pour savoir si une eau est peu ou fortement minéralisée, il faut regarder son résidu sec représenté dans la figure 1.27 pour la wilaya de Ghardaïa. Cet indicateur exprime le taux de minéraux recueillis après évaporation d'1 l d'eau soumis à 180°C :

- ✓ taux de minéraux supérieur à 1 500 mg/L : l'eau est dite riche en minéraux (calcium, magnésium et/ou sodium) ;
- ✓ taux compris entre 500 et 1 500 mg/L : il n'y a pas d'appellation spécifique, l'eau est moyennement minéralisée ;
- ✓ taux inférieur à 500 mg / L : l'eau faiblement minéralisée ;
- ✓ taux inférieur à 50 mg / L : l'eau très faiblement minéralisée.

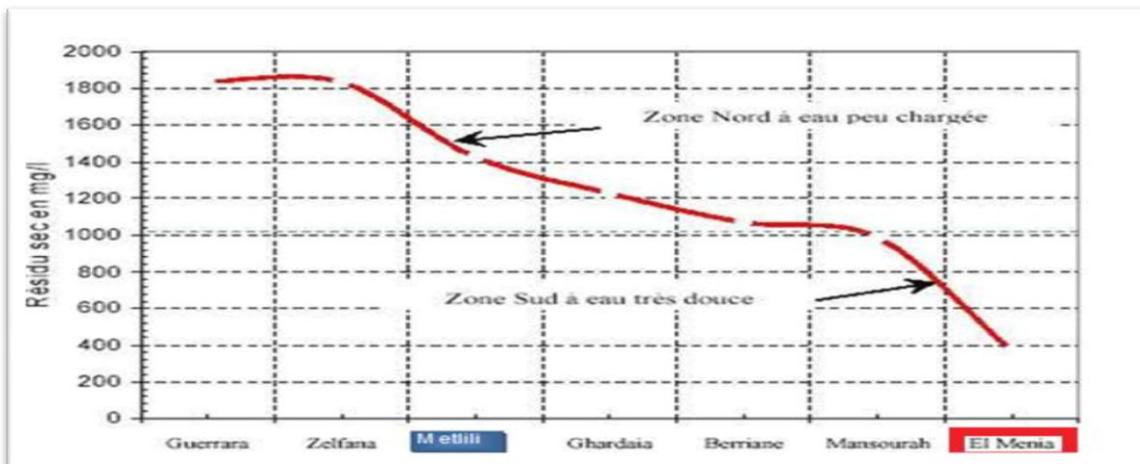


Figure 1.27: Variation du résidu sec à travers les localités de la wilaya de Ghardaïa.

Dans le cas de nos forages, après avoir observé la figure ci-dessus, nous pouvons conclure qu'El Ménéaa est situé dans la zone sud à eau faiblement minéralisée avec un taux de résidu sec de 400 mg/l environ.

1.8.3.2 Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa

L'estimation des paramètres chimiques est basée sur l'évaluation des éléments chimiques majeurs qui sont de deux types.

- ✓ Les cations : Mg^{++} , Ca^{++} , K^+ , Na^+ , etc.
- ✓ Les anions : Cl^- , SO_4^{2-} , HCO_3^- , etc.

Nous allons comparer les résultats d'analyse de l'eau données par (AGC, 2012) aux normes OMS pour vérifier la potabilité. Les résultats sont illustrés dans le tableau 1.9 ci-dessous :

Tableau 1.9 : Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa de la willaya de Ghardaïa. (Source OMS).

Elément/substance	Symbole/formule	Unités	ElMénéaa	Normes OMS admissibles
Calcium	CA ⁺⁺	Mg/l	39	100
Magnésium	Mg ⁺⁺		13	50
Sodium	Na ⁺		63	200
Potassium	K ⁺		7	12
Chlorure	Cl ⁻		40	250
Sulfate	SO ₄ ⁻		45	250
Bicarbonates	HCO ₃ ⁻		210	/
Nitrates	NO ₃ ⁻		7	250
Résidu Sec	R.S		370	2000

Les analyses physico-chimiques, présentées dans ce chapitre, montrent que l'eau des forages d'El Ménéaa est de bonne qualité. Elle est très douce, propre à la consommation et respecte le critère de la norme Algérienne et de OMS.

Conclusion

Les enjeux de l'eau d'ordre social, économique, écologique, sécuritaire et politique, sont considérables pour notre site qui est définie comme zone désertique où l'évaporation potentielle excède toujours la précipitation. Un milieu où les précipitations sont rares et irrégulières et de forte période de sécheresse. Ces enjeux prendront plus d'ampleur et d'intensité au fil des ans. Il est impératif d'accorder toute l'attention aux infrastructures qui abritent et véhiculent cette ressource fragile qui est de bonne qualité. A cet effet, une nouvelle chaine d'adduction sera projetée à partir de deux forages dont le débit d'exploitation est de 60 l/s d'une manière à assurer une alimentation en eau potable et satisfaire les besoins la population.

Introduction

Le présent chapitre correspond à l'élaboration d'un schéma directeur de l'alimentation en eau potable de la Ville Nouvelle d'El Ménéaa. Il traite le premier aspect concernant l'estimation des besoins pour répondre aux objectifs d'aménagement urbain de la future ville et ce en se basant sur les estimations de la population, les statistiques relatives au taux de natalité les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme. Le second aspect concerne La conception du système d'alimentation en eau potable.

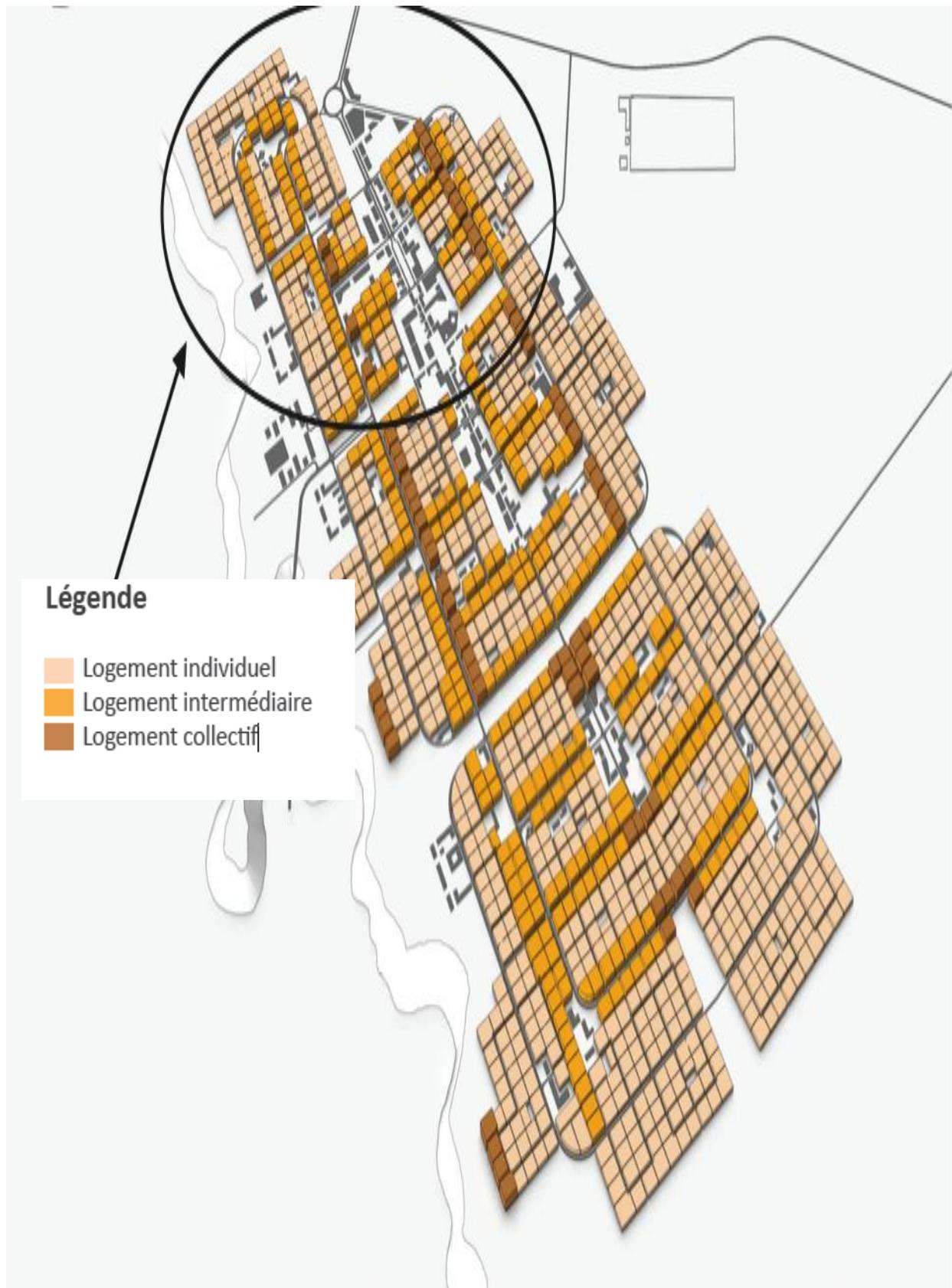
2.1. Évaluation de la population de la zone d'étude

2.1.1 Répartition des densités bâties et des populations

Différentes variantes de parti urbain et de répartition des densités bâties ont été testées par le bureau d'étude AGC (Mission B - Avant Projet du Plan d'Aménagement et Concept de la Ville D'El Ménéaa, 2012). La variante retenue pour le développement du plan d'aménagement représente un équilibre étudié qui met en valeur la structure de la ville. En effet, le logement collectif (R+3) et (R+4), constitué d'immeubles moyennement hauts (16 mètres) est placé tout au long des boulevards de la boucle principale, privilégiant ainsi une dynamisation par les commerces en RDC (figure 2.4). Le boulevard est tenu par cet alignement d'immeubles. Le logement intermédiaire (R+1) et (R+2) vient compléter cette trame en étant positionné le long des boulevards mais aussi à l'intérieur des quartiers (figure 2.3). Il ceinture le logement individuel qui compose des micro-lots (figure 2.2) .Quelques immeubles collectifs viennent en bord de falaise compléter cette variante et offrir 200 logements avec vue sur la ville oasienne.

2.1.2 Répartition de la population du site d'étude

La population de la ville d'El Ménéaa est estimée à partir du plan de répartition des logements de la nouvelle ville en fonction du nombre et du type d'habita (logements individuelles, intermédiaires et collectifs). La figure 2.1 ci-dessous représente le plan de répartition des logements de la nouvelle ville.



Source AGC

Figure 2.1: Répartition des logements de la nouvelle ville.

a. Habit individuel

Cette typologie d'habitat est constituée de maisons individuelles sous deux formes d'implantation, en bande ou en grappe. Dans les deux cas des stationnements, un jardin planté et un potager sont prévus afin de garder un fort coefficient d'infiltration des eaux-pluviales. Chaque logement est doté d'une grande terrasse permettant la vie estivale nocturne. Ces maisons individuelles existent sous deux modèles : petite et grande villa.

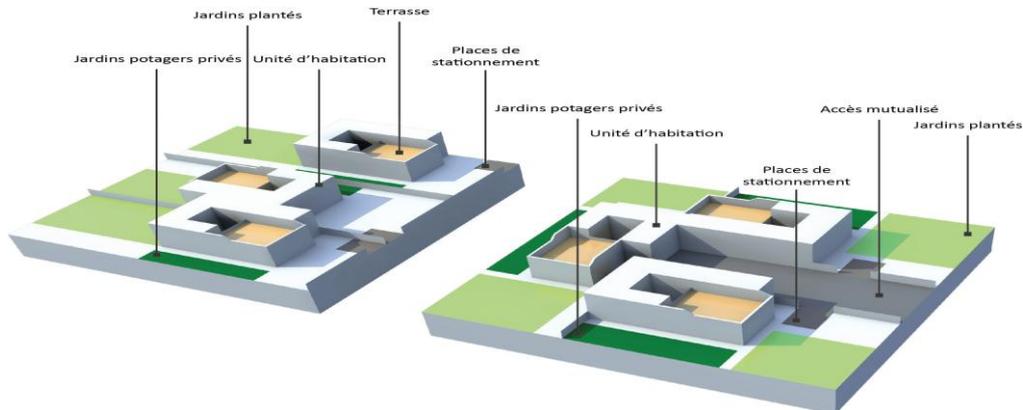


Figure 2.2 : Logements individuels.

b. Habit intermédiaire

Le logement intermédiaire est constitué d'habitations jumelées afin de favoriser la mitoyenneté tout en gardant l'intimité des habitants. Sur une aire de 2500 m². De 10 à 14 logements peuvent s'imbriquer afin de former un corps de bâtiments dont certains espaces sont mutualisés (jardin extérieur, parkings aériens, cages d'escaliers et dépendances). Les logements sont sous la forme de duplex ou de triplex, afin d'éviter d'avoir des étages superposés.

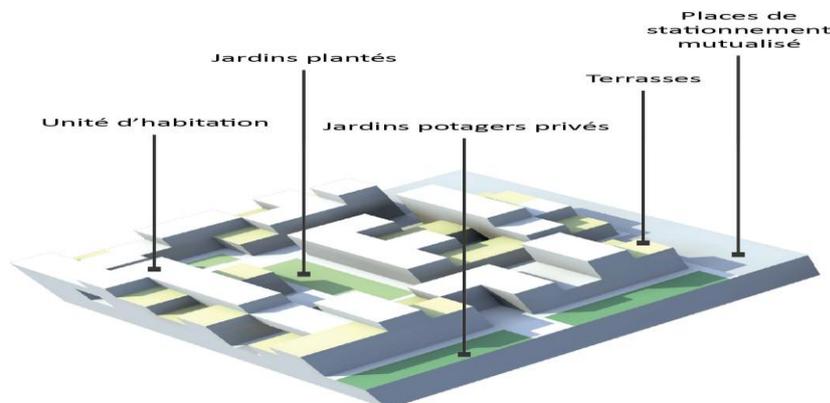


Figure 2.3 : Logement intermédiaire.

c. Habit collectif

Cette typologie est classique avec un immeuble constitué d'un rez-de-chaussée plus quatre niveaux dont le dernier est en attique. L'implantation doit respecter un alignement sur rue, afin de dessiner le front bâti des grands boulevards et d'offrir une superficie de commerces en RDC. Une entrée mutualisée permet d'accéder à une aire de stationnement aérien. Des jardins plantés et des potagers viennent compléter les espaces extérieurs.

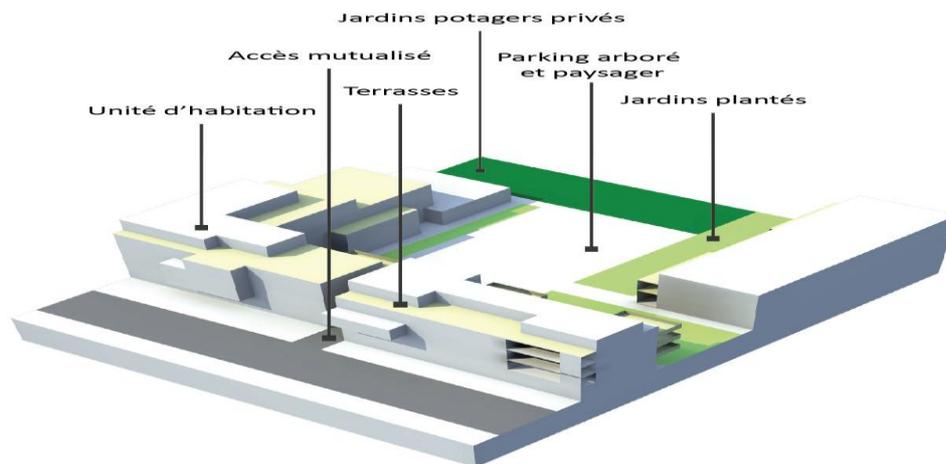


Figure 2.4 : Logement collectif.

2.1.3 Estimation de la population pour la zone d'étude

Pour la zone faisant l'objet de notre étude (phases 1 et 4), la population est estimée à 12 644 habitants, comme présentés dans le tableau 2.1. Cette population est répartie entre les deux phases à 29% et 71% comme l'illustre la figure 2.5.

Tableau 2.1: Répartition et évaluation de la population du site.

Secteur	Types de logs	nbre d'hab/log	Nbre d'habitants
1	356 logs individuels	5	9029
	1042 logs intermédiaires	5	
	403 logs collectifs	5	
La somme	1801 logements		
4	318 logs individuels	5	3615
	405 logs intermédiaires	5	
La somme	723 logements		
Total	2524 logs		12644

Population de la zone d'étude

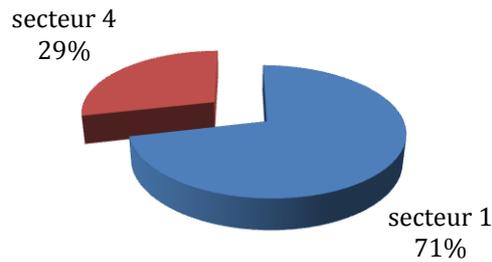


Figure 2.5 : Répartition de la population de la zone d'étude.

2.2 Utilisation du réseau d'eau potable

Compte tenu des très faibles précipitations moyennes dans la région, le réseau d'eau potable servira également pour l'arrosage de l'espace urbain. Ainsi l'évaluation des besoins en eau prendra en compte les volumes d'eau nécessaires à l'arrosage des espaces verts urbains. La défense incendie sera aussi assurée à partir du réseau d'eau potable.

2.3 Répartition des besoins en eau par secteur

La population et les activités sont estimées sur la base des données d'aménagement secteur par secteur et phase par phase. Notre zone d'étude est composée de deux phases 1 et 4 et chaque une d'elles est répartit en secteurs comme suit :

2.3.1 Phase 1

La phase 1 est découpée en plusieurs secteurs : 1A, 1B, 1C, 1D, 1E, 1F, 1G, 1H, 1I, 1J, 1K, 1L, 1M et un stade (figure 2.6).

2.3.2 Phase 4

La phase 4 est répartit comme la phase 1 par les secteurs : 4A, 4B et 4C. (Figure 2.6).

Cette répartition est illustrée sur la figure 2.6 ci-dessous :

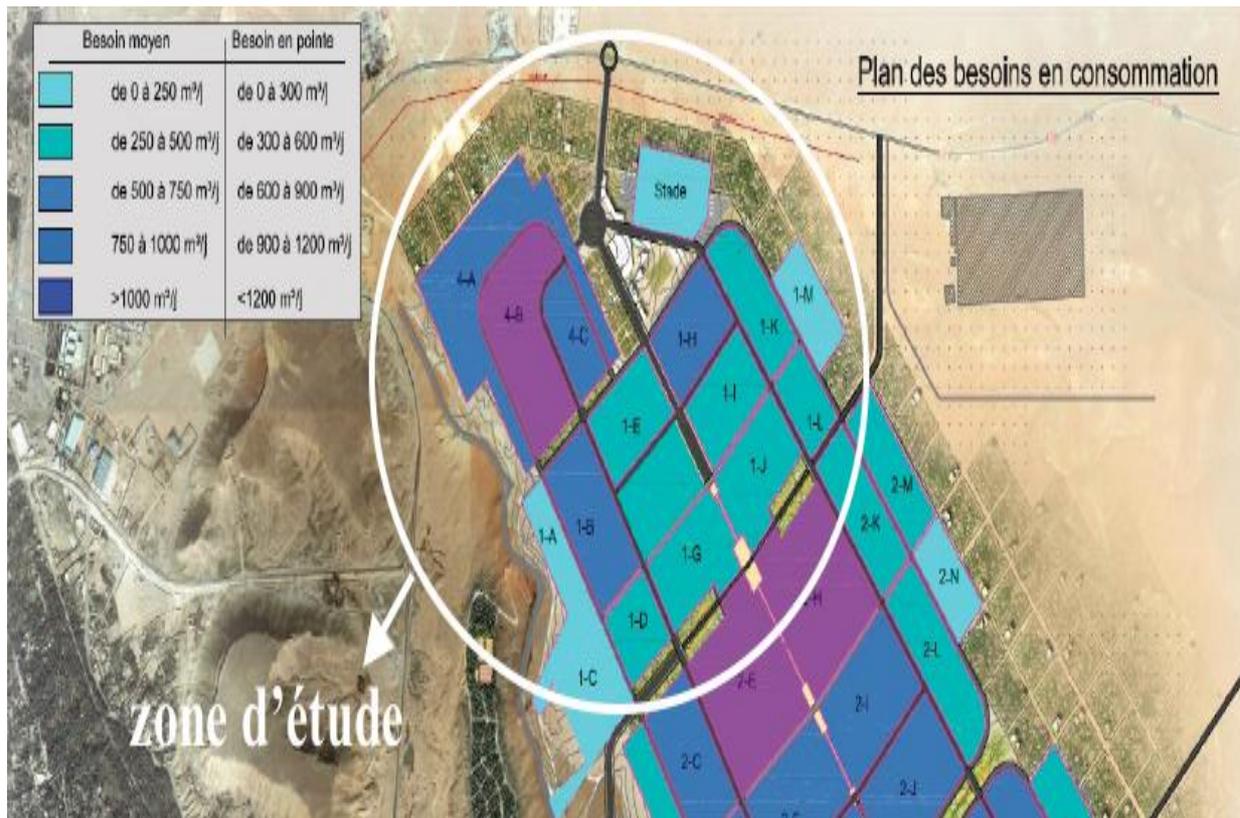


Figure 2.6 : Répartition spatiale des besoins moyens en Eau.

2.4 Estimation des besoins en eau pour chaque secteur

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements, pendant une journée. Celle-ci est exprimée par la relation (2.1) (Bonin, 1986) suivante:

$$Q_{moyj} = \frac{N \times D}{1000} m^3/j \quad (2.1)$$

Où :

Q_{moyj}: débit moyen journalier ;

N : nombre de consommateur (habitants) ;

D : dotation (l/j/habitants).

2.4.1 Dotation

La dotation notée < dot > est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoin : boisson, douche ménage... (Bonin, 1986). L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres : le type de l'agglomération, le type et le degré d'équipements, la catégorie du

consommateur...etc. Nous pouvons donner a titre indicatif quelques dotations généralement adoptées (Dupant, 1979) :

- zone rurales et villes de 5000 à 20000 habitants : dot= 150 à 225 litre/habitant/jour ;
- villes de 20000 à 100000 habitants : dot = 200 à 250 litre/habitant/jour ;
- villes plus de 100000 habitants : dot = 250 à 300 litre/habitant/jour.

Pour la région d'El Ménéaa, les dotations conditionnellement suffisantes pour satisfaire les besoins en eau potable pour toute la région sont données par le bureau AGC. Ces dotations sont illustrées dans le tableau 2.3 ci-dessus :

Tableau 2.2 : Dotations de base pour les divers types d'aménagement d'El Ménéaa (AGC).

Type d'aménagement	Dation de base en eau potable
Habitat	
Habitat individuel	250 L / j / habitant
Habitat mixte individuel / collectif	200 L / j / habitant
Habitat collectif	170 L / j / habitant
Activités / tourisme / industrie	
Mixte commerces / tertiaire	5 l / j / m ² de SHON
Commerces divers / galerie	6 L / j / m ² de SHON
Tertiaire, petits bâtiments	50 L / j / employé
Tertiaire, grands ensembles	100 L / j / employé
Activités diverses	50 L / j / employé
Agriculture	80 L / j / employé
Hôtels	
Hôtels 3 ou 4*	400 L / j / client
Hôtels 1 ou 2*	300 L / j / client
Restaurants	20 L / j / place
Club de vacances	600 L / j / client
Parc des expositions	3 L / j /
Industries	
Entrepôts	1 L / j / m ² loti
Industries légères / Ateliers	2,5 L / j / m ² loti
Industries moyennes	10 L / j / m ² loti
Industries lourdes	-

Tableau 2.2 : Dotations de base pour les divers types d'aménagement d'El Ménéaa (AGC).

Type d'aménagement	Dation de base en eau potable
Industrie	
Entrepôts	1 L / j / m ² loti
Industries légères / Ateliers	2,5 L / j / m ² loti
Industries moyennes	10 L / j / m ² loti
Industries lourdes	
Equipements publics	
Administrations	50 L / j / employé
Locaux culturels / culturels	6 l / j / m ² de SHON
Rue / Avenue / Boulevard, etc.	0 L / j
Enseignement (sans hébergement)	60 L / j / élève
Enseignement (avec hébergement)	150 L / j / élève
Equipements techniques	2,5 L / j / m ² loti
Marché	6 L / j/unité
Parc / Espaces vert	0 L / j
Place / parking	0 l / j
Etablissement hospitalier	400 L / j / lit
Stade	10 L / j / place
Terrain de sport	3000 L / j / terrain
Salle de sport	3000 L / j / salle
Piscine couverte	4000 L / j / bassin

2.4.2 Besoins domestiques

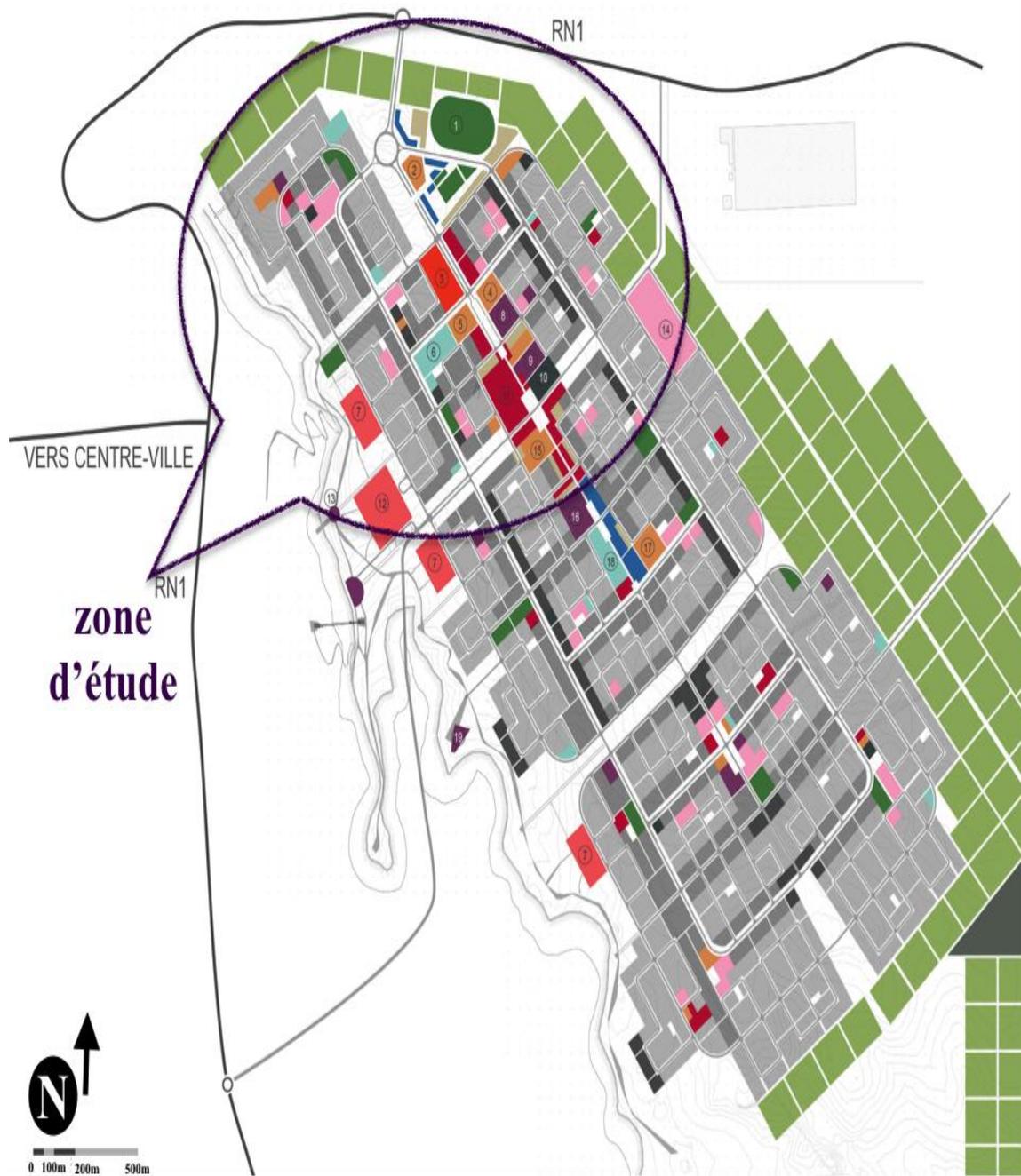
La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants. Elle est exprimée en m³/j (on en l/s) et est obtenue par la relation (2.1). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau (alimentation individuelle ou borne fontaine), etc. D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie. Pour calculer cette consommation domestique, nous avons utilisé le plan de la répartition des logements (figure 2.1). Le tableau 2.3 représente les besoins en eau domestique pour chaque secteur.

Tableau 2.3 : Besoins domestiques par secteur.

Phase	Secteur	Désignation	N hab	Dot	Q(m ³ /j)	Q tot m ³ /j	Q(l/s)	Q tot l/s
1	1A	/	/	/	/	/	/	
	1B	86logs individuels	430	250	107,5	287,5	1,24	3,32
		180logs intermédiaires	900	200	180		2,08	
	1C	/	/	/	/	/	/	/
	1D	40logs individuels	200	250	50	147,5	0,58	1,71
		98logs intermédiaires	488	200	97,5		1,13	
	1E	16logs individuels	80	250	20	180,25	0,23	2,09
		105logs intermédiaires	525	200	105		1,22	
		65logs collectifs	325	170	55,25		0,64	
	1F	113logs intermédiaires	565	200	112,6		1,3	
		26logs collectifs	130	170	22,1		0,26	
	1G	16logs individuels	80	250	20	132,1	0,23	1,53
		90logs intermédiaires	450	200	90		1,04	
		26logs collectifs	130	170	22,1		0,26	
	1H	12logs individuels	60	250	15	231	0,17	2,67
		128logs intermédiaires	638	200	127,6		1,48	
		104logs collectifs	520	170	88,4		1,02	
1I	24logs individuels	120	250	30	178,4	0,35	2,06	
	60logs intermédiaires	30	200	60		0,69		
	104logs collectifs	52	170	88,4		1,02		
1J	24logs individuels	120	250	30	201,3	0,35	2,34	
	105logs intermédiaires	525	200	105		1,22		
	78logs collectifs	390	170	66,3		0,77		
1K	52logs individuels	260	250	65	155	0,75	1,79	
	90logs intermédiaires	450	200	90		1,04		
1L	30logs individuels	150	250	37,5	112,5	0,43	1,3	
	75logs intermédiaires	375	200	75		0,87		
1M	60logs individuels	300	250	75	75	0,87	0,87	
4	4A	216logs individuels	1080	250	270	270	3,13	3,13
	4B	54logs individuels	270	250	67,5	397,5	0,78	4,61
		330logs intermédiaires	1650	200	330		3,83	
	4C	48logs individuels	240	250	60	135	0,69	1,56
75logs intermédiaires		375	200	75	0,87			

2.4.2 Besoins des équipements publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux,.....etc. Les besoins des équipements publics sont évalués conformément au plan d'occupation du sol qui nous a été confié par AGC illustré dans la figure 2.7, Les résultats sont illustrés dans les tableaux qui suivent :



LEGENDE

EQUIPEMENT PUBLIC

- Education
- Commerce /marché
- Equipements sportifs
- Médical /Santé
- Equipement religieux
- Culturel
- Administration et services publics
- Tourisme (hôtels, centre touristique, centre d'affaires)
- Parkings
- Cimetière

TERTIAIRE

- Bureau

GRANDS EQUIPEMENTS

- 1- Stade
- 2- Siège de l'Établissement Public de la Ville Nouvelle
- 3- Gare Routière
- 4- Tribunal
- 5- Commissariat
- 6- Hôpital
- 7- Résidence Touristique
- 8- Cinéma Multiplex
- 9- Bibliothèque
- 10- Grande Mosquée
- 11- Marché
- 12- Palais des Congrès
- 13- Show Room
- 14- Université
- 15- Siège de la Dalra
- 16- Théâtre
- 17- Protection civile
- 18- Polyclinique
- 19- Musée

Figure 2.7: Plan d'occupation du sol.

A. Besoins scolaires

Tableau 2.4 : Besoins scolaires par secteur.

Phase	Secteur	Désignation	N élève	Dot	Q(m3/j)	Q(l/s)
1	1A	/	/	/	0	0
	1B	1 école primaire	442	60	26,52	0,31
		1 crèche	330	60	19,8	0,23
	1C	/	0	60	0	0
	1D	/	/	/	/	/
	1E	1 lycée	900	60	54	0,625
	1F	/	/	/	/	/
	1G	1 école primaire	442	60	26,52	0,31
		1 CEM	442	60	26,52	0,31
	1H	1 école primaire	442	60	26,52	0,31
		1 CEM	442	60	26,52	0,31
		1 crèche	330	60	19,8	0,23
		1 centre de formation	444	60	26,64	0,31
	1I	/	/	/	/	/
	1J	/	/	/	/	/
	1K	/	/	/	/	/
	1L	1 crèche	330	60	19,8	0,23
1 école primaire		442	60	26,52	0,31	
1M	/	/	/	/	/	
Stade	/	/	/	/	/	
4	4A	/	/	/	/	/
	4B	1 CEM	442	60	26,52	0,31
		1 lycée	900	60	54	0,625
		1 crèche	330	60	19,8	0,23
		1 centre de formation	444	60	26,64	0,31
4C	/	/	/	/	/	

B. Besoins sanitaire

Tableau 2.5 : Besoins sanitaires par secteur.

Phase	Secteur	Désignation	N lit	Dot	Q (m3/j)	Q (l/s)
1	1A	/	/	/	/	/
	1B	/	/	/	/	/
	1C	/	/	/	/	/
	1D	1 centre de santé	6	400	2,4	0,03
	1E	/	/	/	/	/
	1F	1 centre de santé	220	400	12	0,14
		1 hôpital	400	400	88	1,02
	1G	/	/	/	/	/
	1H	/	/	/	/	/
	1I	/	/	/	/	/
	1J	/	/	/	/	/
	1K	1 centre de santé	6	400	2,4	0,03
	1L	/	/	/	/	/
	1M	/	/	/	/	/
Stade	/	/	/	/	/	
4	4A	Foyer de personnesâgés	30	400	12	0,14
	4B	/	/	/	/	/
	4C	/	/	/	/	/

C. Besoins commerciaux**Tableau 2.6 : Besoins commerciaux par secteur.**

Phase	Secteur	Désignation	Unité	Nbre	Dot	Q(m3/j)	Q(l/s)
1	1A	/	/	/	/	/	/
	1B	/	/	/	/	/	/
	1C	/	/	/	/	/	/
	1D	/	/	/	/	/	/
	1E	/	/	/	/	/	/
	1F	Commerce divers/galerie	M ²	2500	6	15	0,17
	1G	Commerce artisanal	M ²	2200	6	13,2	0,15
		Marché centrale		7500	6	45	0,52
	1H	Centre commercial	M ²	10000	6	60	0,69
	1I	/	/	/	/	/	/
	1J	Commerce artisanal	M ²	2200	6	13,2	0,15
	1K	Commerce de proximité	M ²	1000	6	6	0,07
	1L	/	/	/	/	/	/
	1M	Commerce de proximité	M ²	1455	6	8,73	0,1
Stade	/	/	/	/	/	/	
4	4A	/	/	/	/	/	/
	4B	Commerce de proximité	M ²	1455	6	8,73	0,1
	4C	/	/	/	/	/	/

D. Besoins administratifs**Tableau 2.7 : Besoins administratifs par secteur.**

Phase	Secteur	Désignation	Unité	Nbre	Dot	Q(m3/j)	Q(l/s)
1	1A	/	/	/	/	/	/
	1B	/	/	/	/	/	/
	1C	/	/	/	/	/	/
	1D	/	/	/	/	/	/
	1E	Recette PTT	Employeur	40	50	2	0,02
	1F	Commissariat centrale	Employeur	400	50	20	0,23
	1G	Sécurité urbaine	Employeur	50	50	2,5	0,03
	1H	/	/	/	/	/	/
	1I	Tribunal	Employeur	400	50	20	0,23
	1J	PTT central	Employeur	120	50	6,25	0,07
	1K	Protection civil	Employeur	1000	16	16	0,19
	1L	/	/	/	/	/	/
	1M	/	/	/	/	/	/
	Stade	/	/	/	/	/	/
4	4A	Commissariat	Employeur	40	50	2	0,02
	4B	/	/	/	/	/	/
	4C	/	/	/	/	/	/

E. Besoins sportifs

Tableau 2.8 : Besoins sportifs par secteur.

Phase	Secteur	Désignation	Unité	Nbre	Dot	Q (m3/j)	Q (l/s)
1	1A	Piscine	Bassin	1	4000	4	0,05
	1B	/	/	/	/	/	/
	1C	/	/	/	/	/	/
	1D	/	/	/	/	/	/
	1E	/	/	/	/	/	/
	1F	/	/	/	/	/	/
	1G	/	/	/	/	/	/
	1H	/	/	/	/	/	/
	1I	Salle polyvalente	Salle	1	3000	3	0,03
	1J	/	/	/	/	/	/
	1K	/	/	/	/	/	/
	1L	/	/	/	/	/	/
	1M	Terrains de sport	Terrain	3	3000	9	0,1
	Stade	Stade	Place	10000	10	100	1,16
4	4A	Salle polyvalente	Salle	1	3000	3	0,03
	4B	Terrains de sport	Terrain	3	3000	9	0,1
		Salle omnisport	Salle	1	3000	3	0,03
	4C	/	/	/	/	/	/

2.4.3 Besoins industriels

On ne tient compte, en général, que des besoins des petites industries, qui consomment de l'eau potable et branchée sur le réseau de la ville. Actuellement, les grandes industries sont isolées de la ville (ou situées dans des zones industrielles) et alimentées par des réseaux indépendants. Celles qui consomment beaucoup d'eau doivent avoir leur propre source en eau: puits, forages, barrage, la mer,...etc. Notons que la consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé.

Pour notre zone d'étude, l'industrie n'aura pas sa part. De ce fait, nous aurons pas à estimer les besoins industriels très fortement consommatrices d'eaux, les activités industrielles sont non identifiées à ce jour sur notre site.

2.4.5 Autres besoin

Parmi les autres besoins d'eau potable, nous rappelons les besoins touristiques (400 à 700 l/jour/lit, pouvant atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe) et les besoins d'irrigation. Vu le prix de l'eau potable très élevé, son utilisation en irrigation se limite éventuellement, à quelques cultures de fleurs et à quelques pépinières (Mahmoud Moussa, 2002).

a) Tourisme et loisirs

Les besoins des équipements touristique et de loisirs sont évalués conformément au plan d'occupation du sol qui nous a été confié par AGC illustré dans la figure 2.7 précédente les résultats sont dans le tableau 2.9 suivant :

Tableau 2.9: Estimation des besoins en eau pour les équipement touristique et loisirs.

Phase	Secteur	Désignation	Unité	Nbre	Dot	Q(m3/j)	Q(l/s)
1	1A	1 show-room	M2	200	3	2,4	0,03
		1 hôtel	Client	120	400	48	0,56
	1B	/	/	/	/	/	/
	1C	1 palais de congres	M2	122660	3	37,98	0,44
	1D	/	/	/	/	/	/
	1E	1 gare	M2	7110	3	21,33	0,25
	1F	/	/	/	/	/	/
	1G	/	/	/	/	/	/
	1H	/	/	/	/	/	/
	1I	1 cinéma multiplex	M2	9000	3	27	0,31
	1J	/	/	/	/	/	/
	1K	/	/	/	/	/	/
	1L	/	/	/	/	/	/
	1M	/	/	/	/	/	/
		Stade	/	/	/	/	/
4	4A	/	/	/	/	/	/
	4B	/	/	/	/	/	/
	4C	/	/	/	/	/	/

b) Besoins d'irrigation

Pour l'estimation des besoins en eau pour l'irrigation, nous devons calculer les surfaces des espaces à arrosés afin d'évaluer leurs consommation en eau.

$$S \text{ des espaces a arroser} = S \text{ des espaces publics} + S \text{ des espaces verts}$$

$$S \text{ des espaces publics} = S \text{ a arroser en \% par secteur} \times S \text{ total des espaces publics total}$$

Nous allons procéder au calcul des surfaces des espaces à arroser de chaque secteur à partir des données fournies par AGC. Les tableaux 2.10 et 2.11 ci dessous représentent les surfaces des espaces publics à arrosés pour les phases 1 et 4, nous amène à estimer le besoin en eau pour l'arrosage des espaces publics.

Tableau 2.10 : Surfaces des espaces publics de la phase 1.

Secteur	Surface des espaces verts arrosés m ²	Surface arrosée %	Surface des espaces publics	S des espaces à arrosés
1A	11125	5,69%	1175	12300
1B	30204	15,44%	3191	33395
1C	2180	1,11%	230	2410
1D	13943	7,13%	1473	15416
1E	11689	5,98%	1235	12924
1F	12546	6,41%	1325	13871
1G	17438	8,92%	1842	19280
1H	12236	6,26%	1293	13529
1I	12225	6,25%	1291	13516
1J	17256	8,82%	1823	19079
1K	18036	9,22%	1905	19941
1L	11892	6,08%	1256	13148
1M	16803	8,59%	1775	18578
Stade	8000	4,09%	845	8845
Total	195573	100,00%	20659	216232

Tableau 2.11: Surfaces des espaces publics de la phase 4.

Secteur	Surface des espaces verts arrosés m ²	Surface arrosée %	Surface de l'espace publique	S à arrosée total
4A	55413	52,64%	4 020	59433
4B	34169	32,46%	2 479	36648
4C	15688	14,90%	1 138	16826
Total	105270	100,00%	7 636	112906

Le tableau 2.12 ci-dessous représente l'estimation des besoins en eau pour l'irrigation :

Tableau 2.12: Estimation des besoins en eau pour l'irrigation.

Phase	Secteur	surface des espaces verts (m ²)	Surfaces arrosés (m ²)	Dot (l/j/unité)	Q (m ³ /j)	Q (l/s)
1	1A	33375	12300	4	49,2	0,57
	1B	90612	33395	4	133,58	1,55
	1C	6540	2410	4	9,64	0,11
	1D	41828	15416	4	61,66	0,72
	1E	35067	12924	4	51,7	0,6
	1F	37546	13871	4	55,48	0,64
	1G	52313	19280	4	77,12	0,9
	1H	36706	13529	4	54,11	0,63
	1I	36675	13516	4	54,06	0,63
	1J	51766	19079	4	76,31	0,88
	1K	54106	19941	4	79,76	0,93
	1L	35675	13148	4	52,59	0,61
	1M	67210	33606	4	134,42	1,56
Stade	24000	8845	4	35,38	0,41	

Tableau 2.12: Estimation des besoins en eau pour l'irrigation.

Phase	Secteur	surface des espaces verts (m ²)	Surfaces arrosés (m ²)	Dot (l/j/unité)	Q (m ³ /j)	Q (l/s)
4	4A	166238	59432	4	237,73	2,76
	4B	102507	36648	4	146,6	1,69
	4C	47063	16826	4	67,3	0,78
Total					1377	15,97

2.5 Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total

Le tableau 2.13 représente un récapitulatif de l'estimation des besoins en eau de chaque secteur pour les deux phases d'étude 1 et 4, ainsi que le tableau 2.14 représentant la récapitulative générale de la consommation moyenne total en eau pour chaque catégorie, qu'illustre la figure 2.8 suivante :

Tableau 2.13: Estimations des besoins en eau par secteurs.

secteur	Besoin domestique	Besoin public	Autres besoins	Besoin en eau (m ³ /j)	Besoin en eau (l/s)
Phase 1					
1A	0	4	99,6	103,6	1,21
1B	287,5	46,32	133,58	467,4	5,41
1C	0	5,88	47,62	53,5	0,62
1D	147,6	2,4	61,66	211,664	2,45
1E	180,25	56,00	73,03	309,276	3,58
1F	134,7	135,00	55,48	325,184	3,76
1G	132,1	116,74	77,12	325,96	3,77
1H	231	159,48	54,12	444,596	5,14
1I	178,4	32,00	81,06	291,464	3,37
1J	201,3	73,45	76,32	351,066	4,06
1K	155	29,20	79,76	263,964	3,06
1L	112,5	46,32	52,59	211,412	2,45
1M	75	17,73	74,31	167,042	1,94
Stade	0	100	35,38	135,38	1,57
Phase 4					
4A	270	17,00	237,73	524,728	6,08
4B	397,5	152,49	146,59	696,582	8,06
4C	135	2,4	67,30	204,704	2,37

Tableau 2.14: Récapitulatif de la consommation moyenne total en eau.

Besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)
Besoins domestiques	2637,85	30,53
Besoins publics	996,41	11,53
Autres besoins	1453,27	16,82
Total	5087,52	58,88

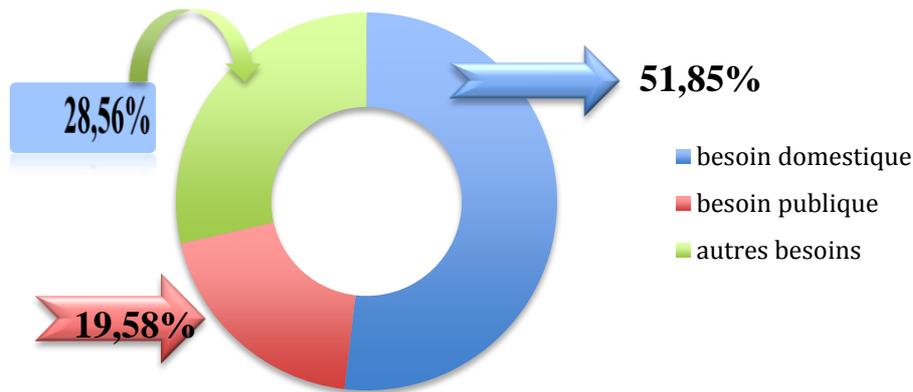


Figure 2.8: Récapitulatif de la consommation moyenne totale en eau en pourcentage.

2.6 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes

Le réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche même s'il est construit avec soins et correctement entretenu, les pertes d'eau sont inévitables. Le volume des pertes est généralement compris entre 15 et 30% de la quantité d'eau consommée. Selon AGC le taux de fuite à considérer est de 20% de la consommation. Ce pourcentage peut, à première vue, paraître élevé pour un réseau qui va être construit dans les années à venir. En fait, il s'agit de se projeter à un horizon de 15 à 20 ans et intégrer les effets du vieillissement du réseau. Les pertes dans le réseau sont exprimées par la relation suivante (2.2) :

$$P = Q_{moyj} \times 0,20 \tag{2.2}$$

Ainsi, l'estimation des besoins journaliers en eau, en tenant compte de 20% de pertes, est donnée dans les tableaux 2.15 et 2.16 pour chaque secteur et dans la figure 2.9 pour une estimation total.

Tableau 2.15: Estimations des débits moyens journalier par secteurs.

PHASE 1 ET 4	Qmoy,j	Qmoy,j	La Perte	La Perte	Qmoy,j +Pertes	Qmoy,j +Pertes
Secteur	(M ³ /J)	(L/S)	(M ³ /J)	(L/S)	(M ³ /J)	(L/S)
1A	103,6	1,21	20,72	0,24	124,32	1,45
1B	467,4	5,41	93,48	1,08	560,88	6,49
1C	53,5	0,62	10,7	0,12	64,2	0,74
1D	211,66	2,45	42,33	0,49	254	2,94
1E	309,28	3,58	61,86	0,72	371,13	4,3
1F	325,18	3,76	65,04	0,75	390,22	4,51
1G	325,96	3,77	65,19	0,75	391,15	4,53

Tableau 2.15: Estimations des débits moyens journalier par secteurs.

PHASE 1 ET 4	Qmoy,j	Qmoy,j	Taux de Perte	Taux de Perte	Qmoy,j +Pertes	Qmoy,j +Pertes
1H	444,6	5,14	88,92	1,03	533,52	6,17
1I	291,46	3,37	58,29	0,67	349,76	4,04
1J	351,07	4,06	70,21	0,81	421,28	4,87
1K	263,96	3,06	52,79	0,61	316,76	3,67
1L	211,41	2,45	42,28	0,49	253,69	2,94
1M	167,04	1,94	33,41	0,39	200,45	2,32
stade	135,38	1,57	27,08	0,31	162,46	1,88
4A	524,73	6,08	104,9	1,22	629,67	7,3
4B	696,58	8,06	139,3	1,61	835,9	9,67
4C	204,7	2,37	40,94	0,47	245,64	2,85
total	5 087,52	58,9	1 017,5	11,78	6 105,02	70,68

Tableau 2.16: Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes.

Besoins	Perte(%)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Domestiques	20	3165,42	36,64
Publique	20	1195,69	13,84
Autres	20	1743,91	20,18
Total		6105,024	70,66

La consommation moyenne journalière est évaluée à 6105 m³/j, tenant compte des pertes.

2.7 Étude des variations des débits

En raison de l'irrégularité de la consommation et les fuites dans le réseau, le débit exigé par ce dernier est soumis à plusieurs variations.

- ✓ **Variations horaires:** représente la variation la plus importante avec deux pointes au moment de la préparation des repas.
- ✓ **Variation journalière:** selon le jour de la semaine (jour de marché par exemple).
- ✓ **Variations mensuelles:** variables pour les villes touristiques y compris pour les grandes villes.
- ✓ **Variations annuelles:** Elles sont fonction du développement de la population et de l'hygiène.

Il est nécessaire d'affecter au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité permettant d'évaluer la consommation maximale et minimale à fin de dimensionner le réseau d'adduction.

2.7.1 Coefficient d'irrégularité

✓ Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{max.j}$)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation maximal au cours de la journée nous devons tenir compte de cette variation en déterminant le rapport par la relation (2.3) suivante :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (2.3)$$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau, en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%. Donc la valeur de k varie entre 1.1 et 1.3. Nous considérons, pour la Ville Nouvelle d'El-Menia, il a été pris égal à 1,2 (AGC).

✓ Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{min.j}$)

Celui-ci est défini comme étant le rapport de la consommation minimal journalière par la consommation moyenne journalière donnée par la relation (2.4) suivante :

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (2.4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{min.j}$ varie de 0,7 à 0,9. Pour notre étude, nous considérons $K_{min.j} = 0,8$.

✓ Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max.h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée (figure 2.9). Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné par la relation (2.5) suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (2.5)$$

avec:

α_{max} : coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération. Il est compris entre 1.2 et 1.4. Dans notre cas : $\alpha_{max} = 1.3$;

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau 2.17: Valeurs de coefficient «β » en fonction du nombre d’habitants.

N° 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

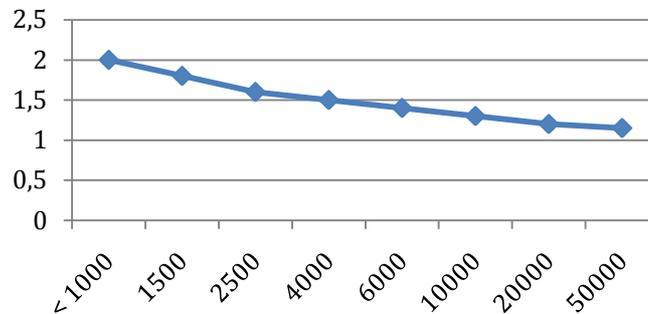


Figure 2.9: La variation de coefficient β_{max} en fonction de nombre d’habitant.

La valeur de β_{max} est obtenue par interpolation. A long terme, le nombre d’habitant à est égal à 12 644 habitants, compris entre 10000 et 20 000. Nous obtenons :

$$\beta_{max} = 1,2 + ((1,3 - 1,2) \times (20000 - 12\ 644)) \div (20000 - 10000) = 1,27356 = 1.27$$

Appliquant la relation (2.5) on aura :

$$K_{max.h} = 1.3 \times 1.27 = 1.651$$

✓ **Coefficient d’irrégularité minimale horaire (K_{min, h})**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation (figure 2.10). Il est donné par la relation suivante:

$$K_{min\ h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \tag{2.6}$$

avec :

α_{min} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend α_{min} = 0,5.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Tableau 2.18: β_{min} en fonction du nombre d’habitant.

N° 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

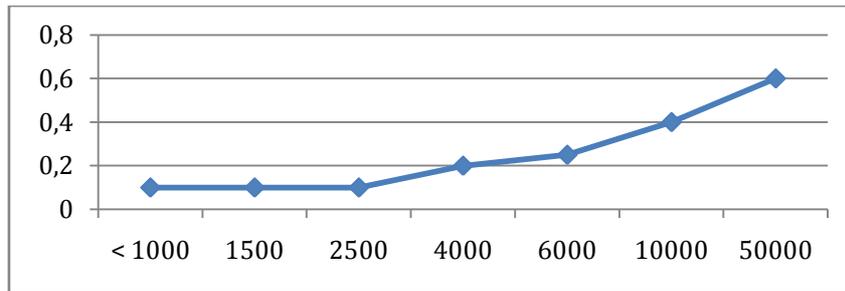


Figure 2.10 : La variation de coefficient β_{min} en fonction de nombre d'habitant.

2.7.2 Variations de la consommation journalière

1. Variation de la consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Cette consommation représente le débit de jour le plus chargé de l'année. Elle est donnée par la formule suivante (2.7). Les résultats sont représentés dans le tableau 2.19 ci âpres:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (2.7)$$

avec :

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

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

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

Tableau 2.19: Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).

Phase	Secteur	$Q_{moy,j}$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$	
		(M^3/J)	(L/S)		(M^3/J)	(L/S)
1	1A	124,32	1,45	1,2	149,184	1,74
	1B	560,88	6,49	1,2	673,056	7,788
	1C	64,2	0,74	1,2	77,04	0,888
	1D	254	2,94	1,2	304,8	3,528
	1E	371,13	4,3	1,2	445,356	5,16
	1F	390,22	4,51	1,2	468,264	5,412
	1G	391,15	4,53	1,2	469,38	5,436
	1H	533,52	6,17	1,2	640,224	7,404
	1I	349,76	4,04	1,2	419,712	4,848
	1J	421,28	4,87	1,2	505,536	5,844
	1K	316,76	3,67	1,2	380,112	4,404
	1L	253,69	2,94	1,2	304,428	3,528
	1M	200,45	2,32	1,2	240,54	2,784
	stade	162,46	1,88	1,2	194,952	2,256
4	4A	629,67	7,3	1,2	755,604	8,76
	4B	835,9	9,67	1,2	1003,08	11,604
	4C	245,64	2,85	1,2	294,768	3,42
Total		6 105,00	70,68	1,2	7326	84,816

2. Variation de la consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est minimale. Il est donné par la formule (2.8) :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (2.8)$$

avec :

$Q_{\min,j}$: débit minimum journalier en m^3/j ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière.

Les résultats sont représentés dans le tableau 2.20 suivant:

Tableau 2.20: consommation minimal journalière ($Q_{\min,j}$).

PHASE 1 ET 4 Secteur	$Q_{\text{moy},j}$		$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$	
	(M^3/J)	(L/S)		(M^3/J)	(L/S)
1A	124,32	1,45	0,8	99,456	1,16
1B	560,88	6,49	0,8	448,704	5,192
1C	64,2	0,74	0,8	51,36	0,592
1D	254	2,94	0,8	203,2	2,352
1E	371,13	4,3	0,8	296,904	3,44
1F	390,22	4,51	0,8	312,176	3,608
1G	391,15	4,53	0,8	312,92	3,624
1H	533,52	6,17	0,8	426,816	4,936
1I	349,76	4,04	0,8	279,808	3,232
1J	421,28	4,87	0,8	337,024	3,896
1K	316,76	3,67	0,8	253,408	2,936
1L	253,69	2,94	0,8	202,952	2,352
1M	200,45	2,32	0,8	160,36	1,856
stade	162,46	1,88	0,8	129,968	1,504
4A	629,67	7,3	0,8	503,736	5,84
4B	835,9	9,67	0,8	668,72	7,736
4C	245,64	2,85	0,8	196,512	2,28
Total	6 105,00	70,68	0,8	4884	56,544

2.7.3 Variation de la consommation horaire

- Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation (2.9) suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24} \quad (2.9)$$

avec :

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ; $Q_{\text{max},j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

- **Débit maximale horaire**

Cette consommation est déterminée selon des coefficients d'irrégularité horaires $K_{max,h}$. Elle permet de déduire la plus forte charge du réseau afin de prévoir et de dimensionner les risques des dépôts dans la conduite. La consommation maximale horaire est donnée par la formule (2.10) :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (2.10)$$

avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

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

2.8 Débit de pointe

2.8.1 Débit de pointe journalier

Il correspond à la consommation de tout l'écoulement sur une durée donnée de la journée de plus forte consommation. Il est obtenu en effectuant au débit journalier un coefficient K_p de point. Cette consommation est exprimée par la relation (2,11) :

$$Q_p = K_p \times Q_{max,j} \quad (2.11)$$

avec :

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

K_p : Coefficient de pointe journalier.

✓ Coefficient de pointe journalier de consommation

Pour la pointe journalière, on définit un coefficient de pointe qui est égal pour une année donnée, à :

$$C_{pj} = \text{Consommation maximum journalière} / \text{Consommation moyenne journalière}$$

Le coefficient de pointe journalier C_{pj} a été pris égal à 1,2 (AGC, 2012).

2.8.2 Débit de pointe horaire

Il correspond à la consommation de tout l'écoulement sur une durée donnée de la journée de plus forte consommation. Il est obtenu en effectuant au débit journalier un coefficient K_p de point. Cette consommation est exprimée par la relation (2,12) :

$$Q_p = K_p \times Q_{max,h} \quad (2.12)$$

avec :

$Q_{max,h}$: débit maximum horaire en m^3/j ;

K_p : coefficient de pointe horaire.

✓ Coefficient de pointe horaire de consommation

La demande en eau des usagers varie au cours de la journée selon un profil horaire de consommation, qui présente généralement trois pics : le matin, à midi et le soir. Le réseau de distribution doit être en mesure de fonctionner correctement pendant la pointe horaire. Il est ainsi défini un coefficient de pointe horaire, C_{ph} qui est égal à 2,2. (AGC, 2012)

2.9 Récapitulatifs des consommations en eau pour chaque secteur

Tableau 2.21 : Estimation de la demande en eau pour chaque secteur.

PHASE 1 ET 4	Qmoy,j	Qmin,j	Qmax,j	Qmoy,h	Qmax,h	Qpj	Qph
Secteur	(L/S)	(L/S)	(L/S)	(L/S)	(L/S)	(L/S)	(L/S)
1A	1,45	1,16	1,74	0,07	0,12	2,09	0,26
1B	6,49	5,19	7,79	0,32	0,54	9,35	1,18
1C	0,74	0,59	0,89	0,04	0,06	1,07	0,13
1D	2,94	2,35	3,53	0,15	0,24	4,23	0,53
1E	4,3	3,44	5,16	0,22	0,35	6,19	0,78
1F	4,51	3,61	5,41	0,23	0,37	6,49	0,82
1G	4,53	3,62	5,44	0,23	0,37	6,52	0,82
1H	6,17	4,94	7,4	0,31	0,51	8,88	1,12
1I	4,04	3,23	4,85	0,2	0,33	5,82	0,73
1J	4,87	3,9	5,84	0,24	0,4	7,01	0,88
1K	3,67	2,94	4,4	0,18	0,3	5,28	0,67
1L	2,94	2,35	3,53	0,15	0,24	4,23	0,53
1M	2,32	1,86	2,78	0,12	0,19	3,34	0,42
stade	1,88	1,5	2,26	0,09	0,16	2,71	0,34
4A	7,3	5,84	8,76	0,37	0,6	10,51	1,33
4B	9,67	7,74	11,6	0,48	0,8	13,92	1,76
4C	2,85	2,28	3,42	0,14	0,24	4,1	0,52
Total	70,68	56,54	84,82	3,53	5,83	101,78	12,84

Tableau 2.22: Récapitulation des consommations en eau pour la le site d'étude.

Qmoy,j		Qmin,j		Qmax,j		Qmoy,h		Qmax,h		Qp,j		Qp,h	
m3/j	(l/s)	m3/j	(l/s)	m3/j	l/s	m3/j	(l/s)	m3/j	(l/s)	m3/j	(l/s)	m3/j	(l/s)
6 105	70,7	4 884	56,5	7 326	84,8	305,2	3,53	503,9	5,83	8 791	101,7	1 108	12,84

Le besoin global de production en eau pour notre site d'étude à terme des deux phases 1 et 4 est donc 7326 m3/j.

Conclusion

Pour les besoins de la modélisation, La répartition spatiale des besoins en eau est faite selon la méthode nodale qui se base sur l'évaluation des zones d'influence d'un nœud donné. Cette zone d'influence est répartie selon l'occupation des sols (différentes typologies d'habitat, équipements administratifs et secteurs d'activités). Pour les zones d'habitat, les surfaces délimitées sont affectées des densités, pour déduire la population concernée, et ensuite des dotations unitaires par typologie pour déduire la consommation de la population branchée. Pour les équipements administratifs et les secteurs d'activités, les surfaces obtenues sont affectées des dotations spécifiques à l'hectare. Les consommations aux nœuds ainsi calculées, sont ensuite divisées par le rendement de distribution, pour avoir les débits moyens à la distribution, et affectés des coefficients de pointe journalière et horaire, pour obtenir les débits de pointe.

Les besoins en eau potable de notre zone d'étude sont estimés à 7326 (m3/j) soit 84,8 (l/s), pour une population de 12644 habitants. Ceci nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et de dimensionner avec exactitude le réseau l'adduction afin de garantir le bon fonctionnement du réseau et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Introduction

En vue d'une simulation sous Epanet de notre projet qui compte 12644 habitants pour 173 hectares. Nous présentons, dans ce qui suit, les paramètres nécessaires du système d'adduction et de stockage. Ainsi, nous sommes appelé à choisir un schéma d'adduction adéquat pour notre projet d'alimentation et à étudier un système de stockage en fonction des conditions d'aménagements. Afin de concevoir un réseau adaptable et flexible, car la construction de la Ville s'inscrit dans une temporalité longue avec la nécessité d'un phasage opérationnel complexe.

3.1 Schéma d'aménagement étudié

Le plateau où va se développer la ville est relativement plat, avec une pente générale Ouest/Est, Nord/Sud. Un schéma d'aménagement de la ville d'El Ménéaa a été proposé en fonction des contions topographique. Ce schéma consiste à positionner quels que ouvrages au niveau (ou à proximité) des points hauts situés sur l'emprise de la ville tel que l'illustre la figure 3.1.

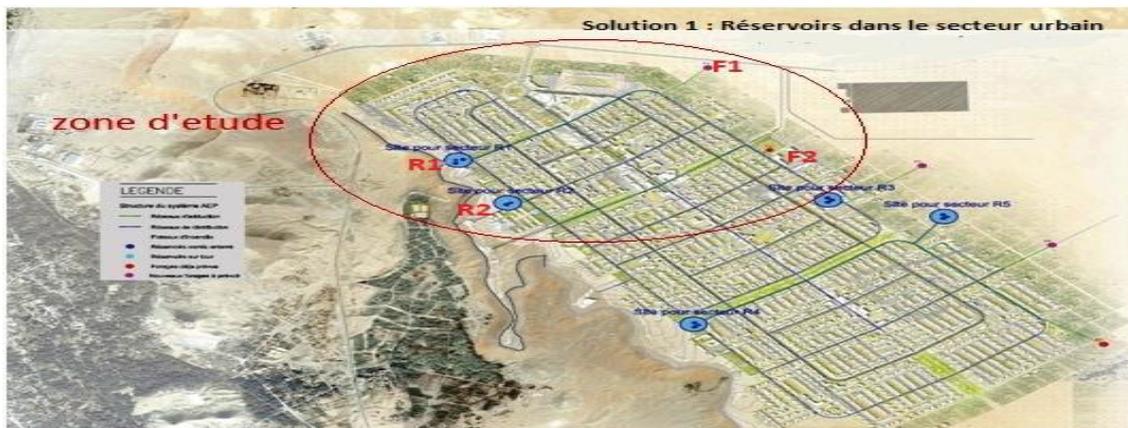


Figure 3.1 : Schéma de la deuxième variante proposée.

Notre choix c'est porté sur ce schéma pour sa simplicité et des nombreux avantages de réalisation. En terme technique, il s'agit de la solution la plus simple, car les longueurs d'adduction sont limitées. Le réservoir R1 sera alimenté à partir du forage F1 et le second réservoir R2 sera alimenté du forage F2.

3.2 Structure du réseau d'AEP d'El Ménéaa

La structure du réseau d'AEP dépend de la localisation des abonnés, de leur importance et du niveau de demande à assurer. La structure traduit les dimensions des conduites et la capacité des réservoirs. La structure du réseau tient compte d'éléments géographiques. Tous

ces éléments vont permettre au service de l'eau de définir des caractéristiques propres à chaque composant du réseau afin d'assurer son bon fonctionnement.

3.2.1 Conduites

La conduite constitue l'un des éléments de base du réseau d'AEP. Telles sont dimensionnées pour des débits à transporter à l'horizon de saturation de la trame urbaine. Nous distinguons, dans notre cas les conduites d'adduction et les conduites de distribution.

3.2.1.1 Conduites d'adduction

Pour effectuer un meilleur tracé des conduites d'adduction, nous devons tenir compte des différents paramètres économiques, techniques, et topographiques qui suivent :

- ✓ Choisir le tracé le plus court possible pour des raisons économique.
- ✓ Rechercher un profil en long aussi régulier que possible pour éviter les contres pentes susceptibles de donner lieu à des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à évacuer (Figure 3.2 et 3.3).
- ✓ Pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation, on doit suivre les accotements des chemins existants (routes, pistes).
- ✓ Éviter les pentes trop fortes, difficulté d'ancrage des tuyaux.
- ✓ Enfin, les coudes doivent être largement ouvert afin d'éviter les butées importantes et diminuer les pertes de charge.

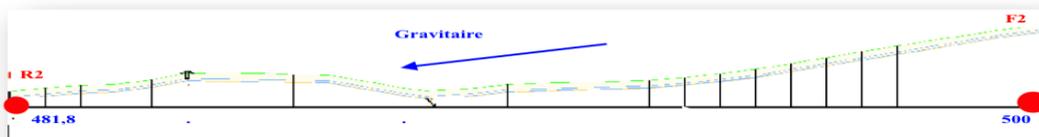


Figure 3.2 : Profil en long de la conduite d'adduction F1-R1.

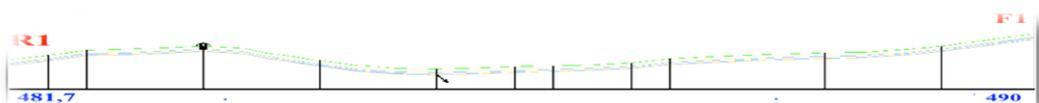


Figure 3.3 : Profil en long de la conduite d'adduction F2-R2.

La figure 3.4 illustre le tracé des conduites d'adduction de notre réseau, tenant compte des différents paramètres.



Figure 3.4 : Tracé des conduites d'adduction.

3.2.1.2 Le conduite de distribution

Les réseaux de distribution ont pour fonction d'assurer la desserte des usagers. Ils sont hiérarchisés en réseau principal et réseau secondaire. Il ne serait à priori pas économique de poser un diamètre moindre pour le renforcer 5 à 10 ans plus tard.

1. Réseau principal

Les conduites principales ont pour origine le réservoir de distribution (ou le château d'eau). Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires. Elles ne comportent pas de branchements et le nombre de raccordements aux conduites secondaires, ceci afin de réduire le nombre des interventions éventuelles. Les canalisations correspondent à des diamètres nominaux généralement supérieurs ou égaux à 200 mm. Ces conduites principales empruntent le réseau de voies principales qui délimitent les îlots à urbaniser ou les coulées vertes. Cette dernière localisation est d'ailleurs à privilégier. En effet, en cas de désordre majeur sur la ville (naturelle ou humaine), ce sont généralement les voiries principales qui sont impactées, rendant du même coup impossible toute réparation du réseau d'eau potable. Un placement des réseaux structurants sur ces coulées vertes limite le problème.

2. Réseau secondaire

Les conduites secondaires assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements. Elles correspondent à des diamètres nominaux inférieurs à 200 mm. Le calibrage du réseau de distribution doit répondre à un certain nombre de critères concernant entre autre la pression de service et la vitesse dans les canalisations. Ces critères sont vérifiés à l'aide d'outils informatiques de modélisation que nous allons voir dans le prochain chapitre.

Ce réseau secondaire, il sera installé à la fois :

- le long de la trame de voirie primaire et ;
- le long des voies de desserte à l'intérieur des ilots.

Le réseau secondaire de distribution se définit comme les réseaux issus des réservoirs et châteaux d'eau alimentant directement ou indirectement par les réseaux tertiaires les branchements particuliers. Dans la mesure du possible, les conduites de distribution d'eau potable seront installées de part et d'autre des voies afin d'éviter les traversées de chaussée pour les réalisations de branchements particuliers.

3.1.2.3 Nature de conduites

Le choix des conduites utilisés est en fonction de la pression, la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchements, les réparations en cas de fuite. Pour notre réseau, le choix de la conduite a été porté sur les conduites en fonte et en PEHD en raison des multiples avantages qu'ils présentent. Le tableau 3.1 résumés les avantages de ces deux matériaux. Le PEHD est adopté pour les diamètres inférieurs à 315 mm car au delà de ce diamètre le PEHD devient chair et perd beaucoup de ces avantages. C'est pour cette raison que nous avons fait appel à la fonte ductile pour les diamètres supérieurs à 315 mm.

Tableau 3.1 : Avantages et inconvénients des deux matériaux de conduite utilisés.

Matériaux	Tuyaux en PEHD	Fonte ductile
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Supportent des pressions de service atteignant 60 bars (pour $\varnothing < 600$ mm), et 40 bars (pour $\varnothing >$). - Très rigides et solides. - Adaptés aux conduites d'adduction ou aux conduites principales de distribution. - Longue durée de vie. - Longévité bien connue. - Pratique dans sa pose sur un terrain non accidenté et droit et souple. 	<ul style="list-style-type: none"> - Faible coût pour $\varnothing \leq 350$mm. - Résiste bien aux chocs, même à basse température. - Condense moins que l'acier ou en fonte grâce à leur faible conductibilité thermique. - Facile à poser (grande flexibilité). - Fiable au niveau de branchement (Pas de fuites). - Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (50 ans à 20 °C). - Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible 0,007 - 0,015). - Répond parfaitement aux normes de potabilité. - Se raccorde facilement aux réseaux. - Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre). - Très bonne étanchéité. - Les tubes ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à 400mm déjà deux fois supérieures aux tubes (fonte, acier..).

3.1.2.4 Longueur des conduites

Les longueurs sont obtenues à partir du plan final d'aménagement de la Ville Nouvelle d'El Ménéaa joint ci-dessous.

$$La\ longueur\ réelle\ (L_{géo}) = longueur\ lus\ sur\ le\ plan \times l'échelle$$

Les pertes des charges linéaires tiennent compte de la longueur des conduites. Les pertes de charge est la somme des pertes de charges linéaires et singulières.

$$\Sigma PDH = \Sigma PDC_L + \Sigma PDC_S \quad (3.1)$$

Nous considérons : $PDH_S = 10\% PDC_L \quad (3.2)$

alors : $\Sigma PDH = \Sigma PDC_L + \Sigma PDC_S = 1,1 \Sigma PDC_L \quad (3.3)$

Pour les besoins d'une simulation sur Epanet (Chapitre 4), la longueur à considéré serait la longueur équivalente, pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$Leq = 1,1 L_{géo} \quad (3.4)$$

Les longueurs des tronçons de notre réseau sont représentées sur le tableau 3.2 ci dessous :

Tableau 3.2 : Longueurs des tronçons du réseau de distribution du site d'étude.

N° d'arc	Longueur (M)	N° d'arc	Longueur (M)
T1	30	T22	261,63
T2	253	T23	257,02
T3	171,09	T24	284,9
T4	175,9	T25	303,35
T5	355,11	T26	30,88
T6	585	T27	25
T7	493,62	T28	355,28
T8	249	T29	263,44
T9	356,94	T30	232,8
T10	200	T31	208,92
T11	326	T32	212,16
T12	251	T33	182,11
T13	195	T34	876,11
T14	263,54	T35	500,45
T15	305,96	T36	338,28
T16	192	T37	344
T17	284	T38	482,36
T18	250	T39	202
T19	203	T40	10
T20	171	T41	10
T21	365		

Plan

3.1.2.5 Diamètre de la conduite

Le calcul des diamètres des conduites prend en compte la disposition particulière du partage du débit à distribuer sur deux conduites (principale et secondaire), tout en assurant à partir de chacune de ces conduites du réseau secondaire la protection contre l'incendie. Il est à remarquer que pour des villes de moins de 100 000 habitants, le dimensionnement du réseau revient pratiquement à celui de la protection contre l'incendie. Ainsi, les conduites en PEHD auront au minimum un diamètre de 110 mm à 160 mm. Il est proposé d'opter pour les matériaux suivants :

- ✓ Polyéthylène Haute Densité (PEHD) à PN 10 : Diamètre égal ou inférieur à 315mm.
- ✓ Fonte ductile de classe K9 : Diamètre supérieur à 315 mm.

Chaque type de tuyau en mm a une gamme de diamètre nominal bien précise (figure 3.5). Ce paramètre sera saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation qu'on va le changer jusqu'à avoir les vitesses et les pressions nécessaires. Notons que l'écoulement se fait à travers le diamètre nominal (commercial) des conduites.

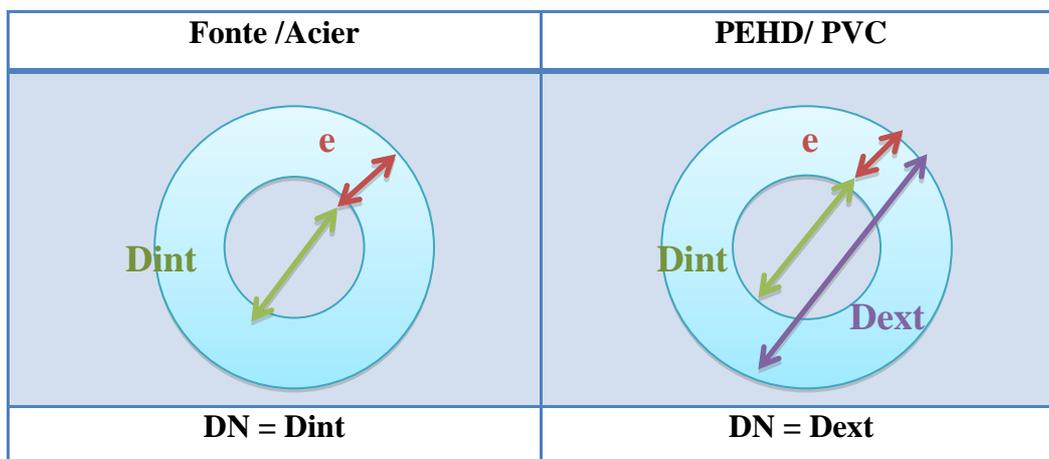


Figure 3.6 : Les diamètres nominaux en fonction de la nature de la conduite.

DN : c'est le diamètre extérieur de la conduite pour les conduites en plastique, et le diamètre intérieur pour les conduites en fonte.

Calculer l'épaisseur :

Pour une matière et une pression donnée, le rapport des dimensions nominales des tubes (diamètre et épaisseur) nous ramène au calcul de l'épaisseur de la conduite en PEHD . Cette constante est désignée sous le signe SDR qui se traduit par « rapport dimensionnel

standardisé » par l'équation suivante :

$$SDR = \frac{D_{ext}}{e} \quad (3.5)$$

Nous avons opté pour du PEHD de catégorie PE100, pour des raisons économiques à pression nominal PN10, ce qui donne un SDR de 17,6 (voir tableau 3.3). Le tableau 3.4 ci-dessous représente le calcul pour les diamètres nominaux que nous pouvons trouver sur notre réseau.

Tableau 3.3 : La relation entre SDR et PN.

SDR	PN	
	PE 80	PE 100
9	16	20
11	12,5	16
13,6	10	12,5
17,6	8	10
26	5	6,3

Tableau 3.4 : Dimensions PEHD PN 10.

DN= Dext	SDR= Dext/e	e	2×e	Dint
110	17,6	6,25	12,5	97,5
125	17,6	7,10	14,2	110,8
160	17,6	9,09	18,2	141,8
250	17,6	14,20	28,4	221,6
315	17,6	17,90	35,8	279,2

3.3.2 Les nœuds

Les nœuds représentent des points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

3.3.2.1 Les nœuds à débit fixe

Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée. Ils correspondent à des points de consommation dans le réseau. Ces nœuds peuvent décrire la consommation d'un ou de plusieurs abonnés de même type. Nous distinguons entre les abonnés selon le type de consommation : domestique, industrielle, administration. La consommation au nœud exprimée par la demande, peut être constante ou variable. Selon la nature des abonnés, la demande est décrite par une courbe de consommation.

a) Altitude des nœuds

Celles-ci sont déterminées à partir d'un fichier AUTO CAD sur lequel nous avons reporté le levée topographique du site de l'étude qui représente l'axe des conduites sur le plan joint ci-dessous.

b) Demande de base des nœuds

Paramètre propre aux nœuds. Il s'agit d'insérer la demande en eau pour chaque secteur l/s le calcul a été effectuer au chapitre 2.

Le tableau 3.5 ci-dessous donne les altitudes et les demandes de base pour chaque nœud :

Tableau 3.5 : Altitudes et demande de base des nœuds du réseau.

N° du nœud	Altitude (M)	Demande de base (l/s)
J41	460	00
1B	454	7,79
1F	458	5,41
1 ^E	453	5,16
1A	458	1,74
J65	461	00
1D	459	3,53
1C	461	0,89
J68	451	00
J69	446	00
1M	442	2,78
J71	457	00
1G	458	5,44
1I	451	4,85
1H	448	7,40
1J	451	5,84
1L	449	3,53
1K	444	4,40
J62	461	00
J66	459	00
J143	448	00
Stade	453	2,26
4B	454	11,60
4C	453	3,42
4A	453	8,76

c) La courbe de consommation ou de modulation

La courbe de consommation décrit pour un type d'abonné (domestique, industriel, commerce, administration) l'évolution de la demande en eau tout au long de la journée. La consommation journalière est tributaire des heures de la journée. Pour une consommation

maximale on identifie le jour de pointe dans l'année et une heure de pointe dans la journée. Pour une journée donnée, nous calculons la consommation moyenne, pour chaque période t.

Tableau 3.6 : Les multiplicateurs d'une courbe de consommation ou courbe de modulation.

Période	1	2	3	4	5	6	7	. . .	21	22	23	24
Multiplicateur	μ_1	μ_2	μ_3	μ_4	μ_5	μ_6	μ_7	- - -	μ_{21}	μ_{22}	μ_{23}	μ_{24}

Les multiplicateur pris pour notre d'étude respectivement a la variation horaire de la journée sont : 0,24, 0,072, 0,048, 0,024, 0,024, 0,048, 0,624, 1,536, 1,704, 1,944, 1,944, 1,8, 1,608, 1,488, 1,2, 1,008, 1,032, 1,128, 1,536, 1,56, 1,344, 0,912, 0,72, 0,456. Selon (SMEGEG, édition décembre 2007) (Syndicat Mixte d'Étude pour la Gestion de la ressource en Eau du département de la Guérande), validé par l'établissement publique algérien. Ce qui correspond au profil sur la figure 3.6 suivante :

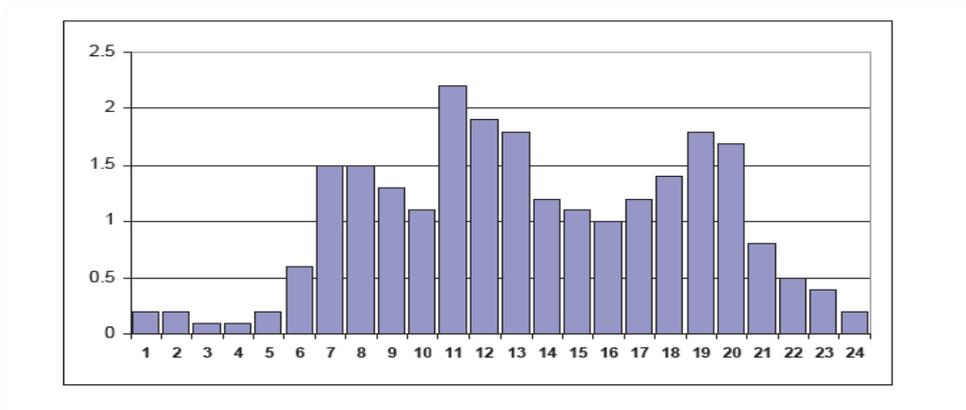


Figure 3.7: La variation de la consommation selon un profil horaire.

3.3.2.2 Les noeuds à charge fixe

Ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique de l'eau est connue. Il peut s'agir d'un réservoir dont le niveau d'eau varie en fonction du temps au sol ou sur tour, d'un poteau à incendie ou d'une bache de pompage dont le niveau reste inchangé. Pour ces nœuds le débit doit être calculé. Selon la nature des abonnés, la demande est décrite par une courbe de consommation.

1. Les réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau peut varier au cours du temps. Les caractéristiques d'un réservoir sont :

- l'altitude du radier qui correspond à un niveau zéro de l'eau ;
- le diamètre du réservoir ou sa courbe de volume ;
- les niveaux : initial, minimal et maximal de l'eau pris égale pour nous deux réservoirs : Initial= 3,5m, minimal=1m et maximal=4m.

Le réservoir autrement dit les besoins en stockages est dimensionné de telle sorte à assurer une autonomie de 24 heures à l'horizon du projet.

a. Système de stockage adapté sur la zone d'étude

La fonction des réservoirs est d'assurer des pressions de service satisfaisantes pour les usagers. C'est pourquoi il a été retenu une pression minimum de 1,5 bars (équivalente à 15 m de colonne d'eau). Selon les dispositions du schéma (figure 3.8) de principe ci-après. L'alimentation du château d'eau s'effectue depuis le réservoir par un petit pompage.



Figure 3.8 : Desserte avec château d'eau.

La solution « château d'eau » présente l'avantage de la simplicité d'exploitation et nous met dans la sécurité. La distribution se fait gravitairement à partir des châteaux d'eau. Le remplissage de ses châteaux d'eau se fait à débit fixe, sur une consigne de niveau.

b. Caractéristiques du système de stockage

✚ Limitation de volume de stockage

Dans le cadre de la solution « château d'eau », nous limiterons volontairement le volume de stockage sur tours, afin de :

- ✓ simplifier le génie civil des ouvrages. En effet, au-delà de 1000m^3 , les contraintes mécaniques sur le Génie Civil sont très importantes, conduisant à une envolée des coûts de construction et des aléas de chantiers ;
- ✓ limiter les éventuels effets d'échauffement des eaux. Les stockages enterrés préservent en effet l'eau stockée des importantes températures extérieures. Or une élévation de la température de l'eau est non seulement préjudiciable pour le confort de l'utilisateur mais également pour les risques sanitaires (développement bactérien est d'autant plus important que la température de l'eau est élevée) ;
- ✓ limiter l'impact paysager de l'ouvrage.

Ainsi chaque stockage sur tour sera complété par un stockage enterré.

Limitation de la hauteur des ouvrages

Pour éviter d'avoir des ouvrages de trop grande hauteur, il peut être envisagé de limiter la hauteur du plus haut niveau distribué. Dans ce cas, les bâtiments (très probablement des bâtiments publics), qui nécessiteraient des distributions à plus grande hauteur, devront s'équiper de leur propre réserve d'eau en toiture alimentée par des pompes (pompes à la charge de l'utilisateur, communes à l'ensemble du bâtiment) (figure 3.9).

Pour notre projet la hauteur du réservoir H_R est estimée au minimum à 20m afin de garantir une pression de 2 bar, c'est la pression min qui nous assure la déserte en eaux pour les usagés. Cette hauteur nous allons la varier lors de la modélisation (chapitre prochain) pour pouvoir avoir des pressions acceptables sur notre réseau.

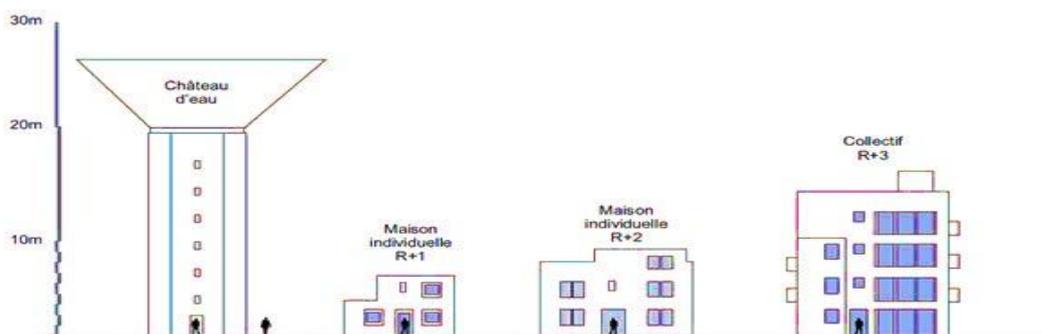


Figure 3.9 : Limiter les hauteurs des niveaux distribués.

Localisation des châteaux d'eau

Le choix des sites destinés à recevoir les stockages est dicté par 3 exigences :

- ✓ Implantation au niveau haut de la topographie (sommets des Talwegs).
- ✓ Implantation correspondant au phasage et recherche de site pouvant servir.

- ✓ Limiter l'éloignement par rapport à la zone de distribution.
- ✓ Si implantation en ville, implantation à proximité d'équipements importants (publics ou privés), permettant de faciliter une intégration paysagère.

Le plateau de la nouvelle ville d'El Ménéaa est relativement plat comme il a été souligné précédemment, avec une pente générale Ouest-Est, Nord-Sud. Le schéma d'aménagement que nous avons étudié nous a permis d'opter pour la localisation représentée sur la figure 3.10 qui suit :

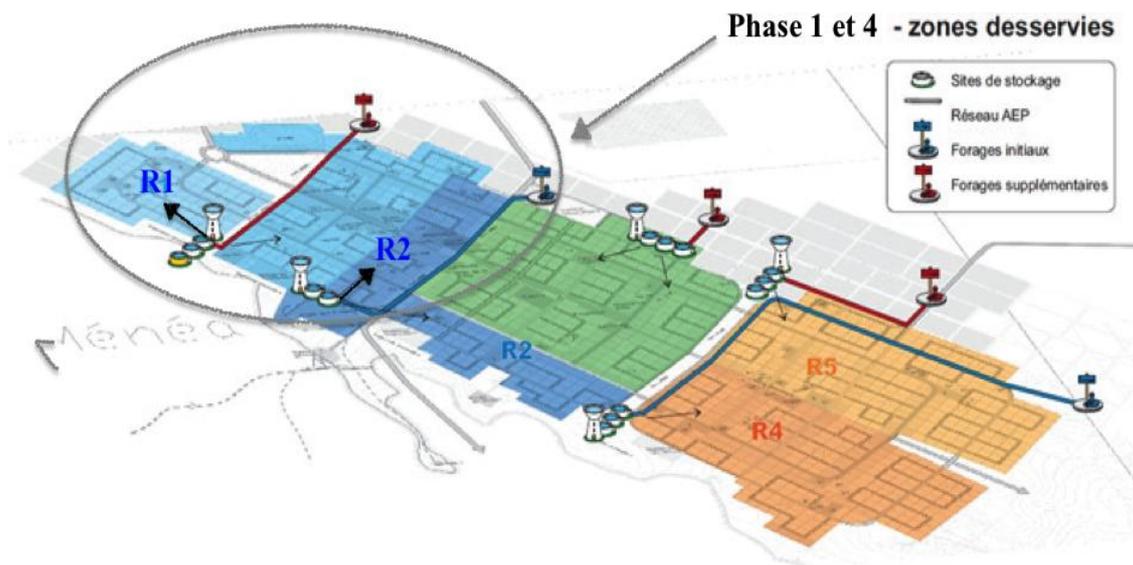


Figure 3.10 : Localisation des châteaux d'eau.

✚ Volume des réservoirs (et châteaux d'eau)

Pour tenir compte à la fois des besoins de régulation et de réserve de sécurité, il est proposé de retenir un volume de réservoir équivalent à la demande maximum journalière de la zone de distribution desservie, ce qui garantit au moins une quinzaine d'heures d'autonomie. Ainsi, sur chaque site de stockage, le volume total de stockage correspondra à minimum à la consommation de pointe journalière (eau potable et eau brute).

Chaque stockage comportera :

- ✓ Un stockage enterré : cuve de 1 000 ou 2 000 m³.
- ✓ Un stockage sur tour, d'une capacité de 750 ou 1 000 m³.

Lorsque cela sera possible, il sera privilégié la construction de 2 unités à la fois pour des questions :

- de facilité de maintenance (nettoyage périodique), et ;
- de programmation afin de s'adapter à l'évolution des besoins.

✚ La hauteur manométrique totale (HMT) :

La chaîne de notre projet sera alimentée à partir de deux forages F1, F2 situés à des niveaux différents du sol (niveau dynamique). La hauteur manométrique totale HMT représente la somme de la hauteur géométrique H_g et la perte de charge totale ΔH comme c'est représenté sur la figure 3.11.

$$HMT = H_g + \Sigma PDC \quad (3.6)$$

avec :

H_g : c'est la hauteur géométrique,

PDC : c'est la somme des pertes de charges.

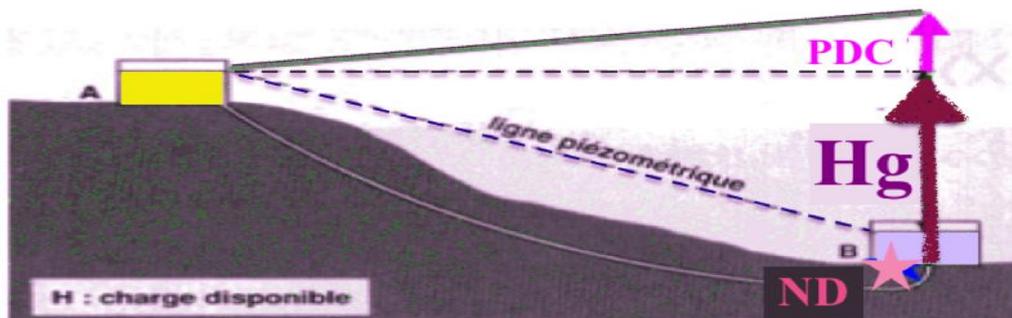


Figure 3.11 : Représentation graphique de l'adduction.

✓ La ligne piézométrique

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

✓ Hauteur géométrique

La hauteur géométrique (H_g) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de source et le lieu à alimenter. Elle représente également la hauteur d'élévation entre la cote trop plein du réservoir plus 0,5m et la cote du radier de la station de reprise plus 0,2m. La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_g = C_d - C_a \quad (3.7)$$

avec :

H_g : la hauteur géométrique ;

C_d : cote du trop plein du réservoir source [m] ;

C_a : Niveau dynamique du forage [m].

Les deux réservoirs sont alimentés gravitairement par les deux forages, F1 alimente le réservoir R1 se situant à la cote 481,7 et F2 pour sa part le réservoir R2 qui se trouve à la côte 481,8 m.

$$C_R = C_{TN} + H_R \quad (3.8)$$

avec :

C_R : cote du réservoir ;

C_{TN} : cote du terrain naturel ;

H_R : hauteur de réservoir.

2. Les bâches

Ces nœuds sont des points de stockage à capacité infinie, il représente des sources externes d'approvisionnement en eau (forages) F1 et F2. Les bâches sont caractérisées par un niveau d'eau fixe. La charge totale de chaque un de ces forages représente le niveau dynamique, c'est à dire le niveau auquel l'eau ne descend plus (ND sur la figure 3.13). La conduite gravitaire qui relie le point de piquage F1 avec le réservoir R1 est d'environ 1318m de longueur et l'autre conduite aussi gravitaire qui achemine l'eau du forage F2 vers le réservoir R2 est de 1765m comme la carte la figure 3.12 :

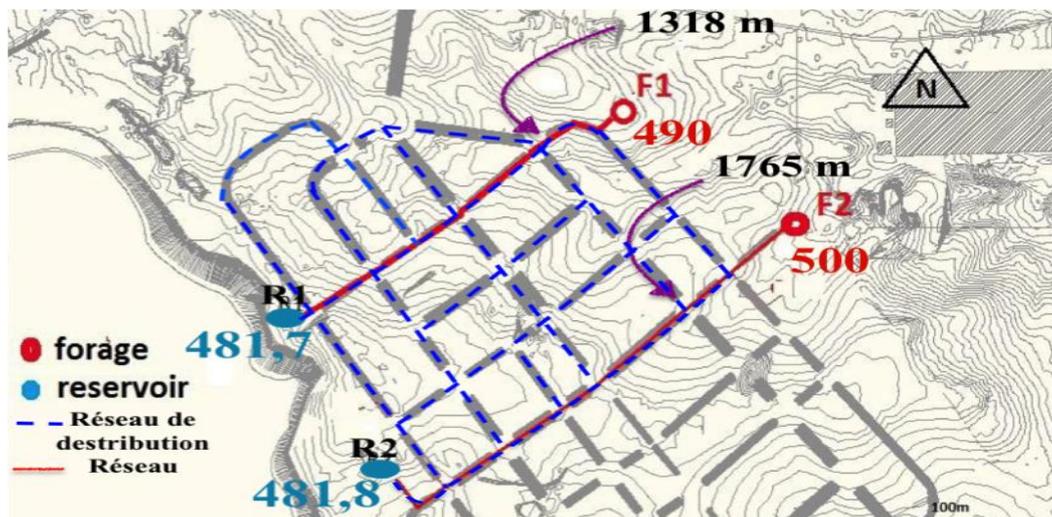


Figure 3.12 : Carte représentative du réseau d'adduction du site d'étude.

3. Le poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés à des conduites. Leurs débits de service de 17 l/s assure la lutte contre l'incendie.

a) Principes et critères de dimensionnement

La lutte anti-incendie sera assurée à partir du réseau d'eau potable. Les critères de dimensionnement qui ont été pris en compte pour la défense incendie sont :

- un débit par poteau de 60 m³/heure pendant 2 heures, avec une pression minimum de un bar,
- marche simultanée de 2 poteaux d'incendie de diamètre 100 mm durant 2 heures, soit 240 m³,
- les poteaux d'incendie sont installés le long du réseau de distribution et disposés :
 - systématiquement à côté des équipements publics sensibles (hôpitaux, ...),
 - à une distance des zones à protéger n'excédant pas de 200 m.

En sus des critères de dimensionnement précédemment indiqués, on vérifiera au niveau des différents poteaux d'incendie que le réseau est capable de fournir un débit de 60 m³/heure pendant 2 heures avec une pression minimale de un bar. Le schéma (figure 3.13 et 3.14) suivant reprend ces principes de disposition :



Figure 3.13 : Schéma de principe de la défense incendie.

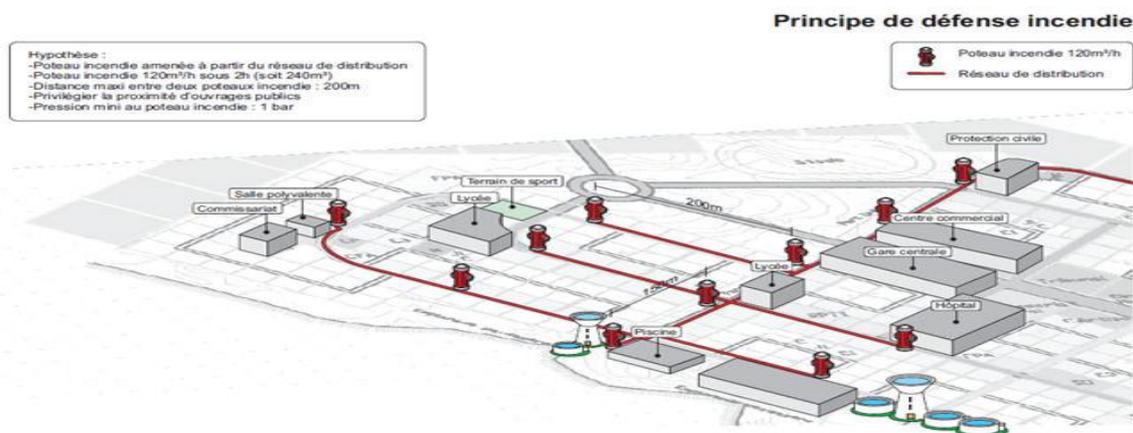


Figure 3.14 : Principe de défense incendie.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons proposé un schéma d'aménagement adéquat pour notre nouvelle ville qui prend en tenant compte des impératifs techniques et des considérations économiques mais aussi des besoins maximaux en eau de la population et cela à partir de deux forages par une adduction gravitaire. Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude, sera transféré par le biais de deux réservoirs. Dans le cadre de notre étude, nous avons projeté deux réservoirs surélevés donc la réalisation poserait plusieurs problèmes tels que :

- ✓ Economique : le cout serait excessif.
- ✓ Technique : problème de stabilité a qui d'un point de vu génie civil difficile a gérer et a résoudre, ils se solderont par la projection d'un radier très important et qui induirait des poids énormes sur le sol.
- ✓ Problèmes géotechniques : qui nécessiteront le traitement particulier de la fondation.

Pour ces raisons, nous ferons arriver sur chaque site un débit représentent les besoins de la zone en question et pour des raisons économique nous allons limiter le volume des réservoirs et répartir leurs capacités sur des réservoirs posé au sol au niveau du site d'étude qui appuierai les deux châteaux d'eau. Pour la tuyauterie des conduites que sa soit d'adduction ou de distribution, nous avons opté pour le polyéthylène à haute densité (PEHD) et la fonte pour leurs nombreuse avantages et la nature du sol de la région d'étude qui s'adapte parfaitement a ces deux matériaux. Le dimensionnement du réseau a été saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation, qui fera l'objet le chapitre 4, que nous fixons le dimensionnement final du réseau.

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de vérifier le fonctionnement hydraulique du réseau de l'adduction et de la distribution d'eau de la nouvelle ville (phase 1 et 4). Le calcul se fait par un logiciel << EPANET >> qui est un logiciel de simulation du comportement. Ainsi nous procédons à la vérification des vitesses aux nœuds et des pressions au niveau des conduites. Les pertes de charges dans les conduites sont calculées par la formule de Darcy Weisbach. Le coefficient de rugosité est pris égal à 0,0015, on considérant les conduites en PEHD neuves.

4.1 Modélisation des réseaux d'AEP d'El Ménéaa

De nos jours, les outils de modélisation sont devenus incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. De plus en plus de gestionnaires de réseaux d'eau potable se dotent d'outils de modélisation pour encore mieux concevoir, gérer et prévoir l'évolution des ouvrages hydrauliques et la qualité de l'eau distribuée. Actuellement, il existe plusieurs logiciels pour la modélisation et la gestion des eaux, parmi ces derniers, le logiciel Epanet.

4.1.1 Choix du modèle de calcul

Notre choix est porté sur le code de calcul Epanet qui a été développé et distribué par l'EPA (Environmental Protection Agency's National Risk Management). Plusieurs formules de pertes de charges sont utilisées. La formule de Darcy-Weisbach est sélectionnée par défaut dans ce logiciel. Chaque formule utilise l'équation suivante pour calculer la perte de charge entre les nœuds de début et de fin du tuyau:

$$H_L = Aq^B \quad (4.1)$$

dans laquelle h_L est la perte de charge (en unités de longueur), q le débit (Volume/Temps), A le coefficient de résistance, et B l'exposant du débit. Le tableau 4.1 donne une vue d'ensemble des expressions des coefficients de résistance et des valeurs de l'exposant d'écoulement pour chacune des formules. Chaque formule utilise un coefficient de rugosité différent qui doit être déterminé empiriquement. Il est important de noter que le coefficient de rugosité d'un tuyau peut changer considérablement avec son âge. 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 ($2000 < Re < 4000$).

4.1.2 Présentation du logiciel EPANET 2.0

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau d'eau potable sur ce logiciel se définit par des tuyaux (tronçons), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...). Dans le cadre de notre étude, le logiciel doit nous permettre d'avoir la meilleure conception réseau qui assure les débits, les diamètres, les pressions et les vitesses les plus convenables possible. Le logiciel présente également un module qualité qu'on ignorera dans notre étude, qui permet de calculer les concentrations en substances chimiques et les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau. EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. Il contient un moteur de calcul hydraulique moderne. Cet outil offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple :

- régulation des pressions dans le réseau ;
- détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- dimensionnement de réseaux ;
- amélioration de la gestion des équipements d'eau ;
- le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension ;
- l'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de traitement en différents points du réseau ;
- l'amélioration de la gestion des équipements (marnage des réservoirs), des coûts énergétiques (fonctionnement des stations de pompage), du contrôle des débits d'eau.

4.1.3 Principe de calcul du logiciel

Le logiciel se base, dans le calcul du réseau maillé, sur la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois, à savoir la loi des nœuds qui affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud.

Ainsi, le logiciel permet de choisir l'équation des pertes de charge souhaitée parmi les trois les plus connues : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning que nous avons étudiés dans ce chapitre. Pour notre étude, nous avons opté pour l'équation de Darcy Weisbach pour le calcul des pertes de charges.

Formule de Hazen Williams

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. Son expression est la suivante (Générale des eaux,

$$2009): \quad H_L = 1,218 \times 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} \times d^{4,872}} \quad (4.2)$$

avec :

HL : perte de charge en m ;

Q: débit, en m³/s ;

d: diamètre du tuyau, en m ;

Chw: coefficient de rugosité de Hazen-Williams.

Formule de Darcy Weisbach

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe (Générale des eaux, 2009). Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides. La relation (5.4) nous permet de calculer les pertes de charge.

$$J = \frac{16 \lambda \times Q^2}{2 g \pi^2 \times D^5} = \frac{\lambda \times V^2}{2 g D} \quad (4.3)$$

avec :

J : gradient de pertes de charges en m/km ;

V : vitesse de l'écoulement en m/s ;

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$;

D : diamètre en m ;

λ : coefficient de frottement.

✓ Formule de Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.5^2}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad tq \quad Re = \frac{vDN}{\mu} \quad (4.4)$$

Où :

j = Pertes de charge linéaires (m/m).

D = Diamètre de la conduite (m).

μ = Viscosité cinématique ($\mu = 1,32 \cdot 10^{-6}$ m²/s pour une température de 10°C).

k = Rugosité (m).

Formule de Chezy Manning

La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts (écoulement à surface libre) et pour les grands diamètres (Générale des eaux, 2009).

$$H_L = \frac{10,294 \times \eta^2 \times L \times Q^2}{d^{5,33}} \quad (4.5)$$

Tableau 4.1 : Formules de perte de charge totale pour toute la longueur de la canalisation en charge (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en m³/s).

Formule	Perte de charge totale (a)	Exposant de débit (b)
Hazen-Williams	$10,674 c^{-1,852} d^{-4,871} l$	1,852
Darcy-Weisbach	$0,827 f(\epsilon, d, q) d^{-5} l$	2
Chezy-Manning	$10,294 \eta^2 d^{-5,33} l$	2

Explication des symboles:

C : coefficient de rugosité de Hazen-Williams,

E : coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach exprimé en (m),

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

n : coefficient de rugosité de Manning,

d : représente le diamètre du tuyau (m),

L : est longueur du tuyau (m), quand à q , c'est le débit (m³/s).

✓ Rugosité

La rugosité définit l'état de la surface interne de la conduite. Elle décrit son degré d'aspérité, et peut avoir ou non une unité selon les auteurs qui l'utilisent dans les formules de calcul des pertes de charge. Elle diffère d'un tuyau à l'autre et dépend de la nature de la matière de base et de l'ancienneté de la conduite. Le tableau 4.2 donne les intervalles généraux de ces coefficients pour différents types de matériaux de tuyaux neufs

Tableau 4.2 : Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs.

Matériau	Coeff. Hazen-Williams (universel)	E de Darcy-Weisbach (mm)	N de Manning (universel)
Fonte revêtue	130 - 140	0,25	0 ,012 – 0,015
Béton ou Revêt de Béton	120 - 140	0 ,3 – 3,0	0 ,012 – 0,017
Fer Galvanisé	120	0,15	0 ,015 – 0,017
Plastic	140 - 150	0,0015	0 ,011 – 0,015
Acier	140 - 150	0,03	0 ,015 – 0,017
Céramique	110	0,3	0 ,013 – 0,015

Puisque nous allons calculer les pertes de charge par la formule de Darcy-Weisbach car théoriquement c'est la plus correct, nous attribuerons un coefficient de rugosité de 0,2 mm aux tronçons en fonte et de 0,001 pour les conduites en PEHD vétustes.

4.2 Etapes de modélisation

4.2.1 Utiliser un fond d'écran

EPANET peut afficher un fond d'écran derrière le schéma du réseau. Le fond d'écran peut être une carte routière, un plan de services publics, une carte topographique, un plan d'aménagement du territoire ou n'importe quel autre dessin. Le fond d'écran doit être un métafichier amélioré de Windows ou un bitmap créé hors EPANET. Une fois le plan importé, il ne peut être modifié. Pour notre réseau, nous avons utilisé le plan d'aménagement de la nouvelle ville sous forme d'un fichier Auto CAD, que nous avons transformé en format image BMP, afin de pouvoir l'utiliser comme fond d'écran sur notre logiciel de simulation.

4.2.2 Configuration d'un Nouveau Projet

La première étape consiste à créer un nouveau projet dans EPANET et de s'assurer que les options sélectionnées par défaut sont correctes.

1. Pour commencer, nous allons démarrer EPANET ou s'il est déjà ouvert choisir **Fichier>>Nouveau** (de la Barre de Menu) pour créer un nouveau projet.
2. Puis choisir **Projet >> Par Défaut** pour ouvrir la boîte de dialogue représentée dans la figure 4.1. Nous emploierons cette boîte de dialogue pour qu'EPANET numérote automatiquement les nouveaux objets avec des nombres consécutifs à partir de 1 au

fur et à mesure qu'ils sont ajoutés au réseau.

3. Sous la rubrique ID (Étiquettes d'Identification) de la boîte de dialogue, effacer tous les champs de préfixe ID et choisissez 1 comme Incrément ID.

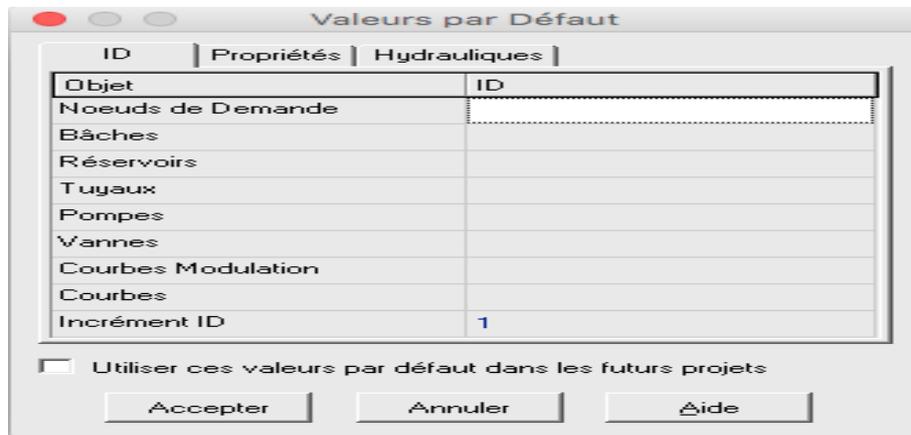


Figure 4.1 : Boîte de Dialogue Valeurs par Défaut du Projet.

4. Ensuite, nous allons choisir la rubrique Hydrauliques de la boîte de dialogue et sélectionner comme Unités de Débit LPS (litres par seconde), (figure 4.2).

Ceci implique dans ce cas que les unités métriques SI seront utilisées pour toutes les autres quantités (longueurs en mètres, diamètres en millimètres, pressions en mètres, etc.).

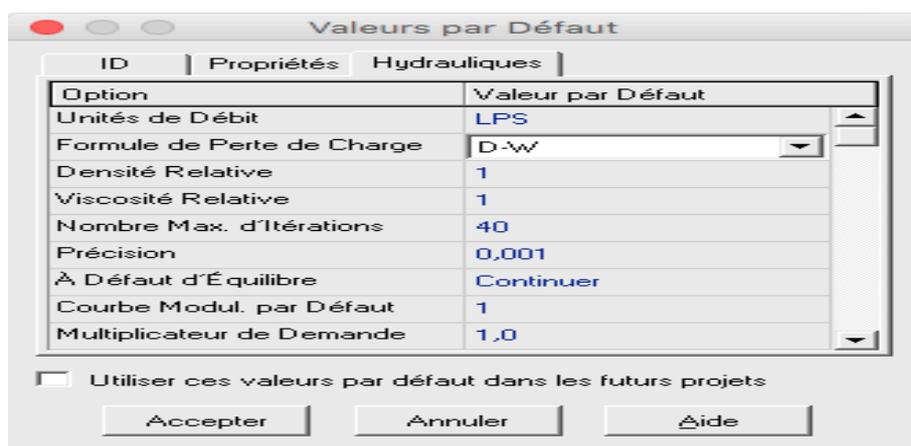


Figure 4.2 : rubrique hydraulique de la boîte de dialogue.

5. Sélectionner aussi Darcy-Weisbach (D-W) comme Formule pour les Pertes de Charge. Si nous désirons sauvegarder cette configuration pour les projets futurs, nous pouvons cocher la case **Utiliser ces valeurs par défaut dans les futurs projets** en bas de la rubrique, avant de valider en cliquant sur Accepter.

Ce choix d'unité de débit et de formule de perte de charge est réalisé par défaut dans la version française. Tout autre choix par défaut est possible selon les instructions mentionnées ci-dessus.

6. Ensuite, nous choisissons les options d'affichage du schéma de sorte qu'en ajoutant des objets au schéma, leurs étiquettes d'identification et leurs symboles soient affichés. Choisir **Affichage >> Options du Schéma** dans le menu principal pour atteindre la boîte de dialogue Options du Schéma. Choisissez la rubrique Affichage et cochez les cases comme représentées dans la figure 4.3 ci-dessous :

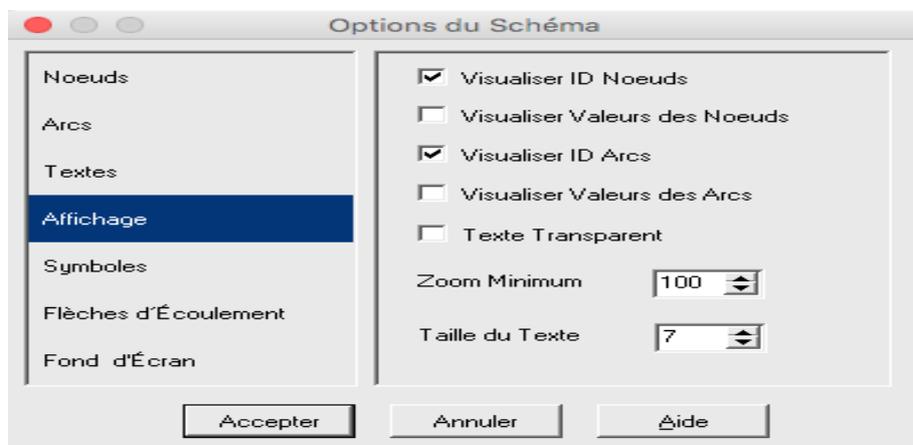


Figure 4.3 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).

7. Ensuite cocher toutes les cases de la rubrique Symboles, comme c'est illustré sur la figure 4.4.
8. Cliquer enfin sur le bouton Accepter pour confirmer votre choix et fermer la boîte de dialogue.

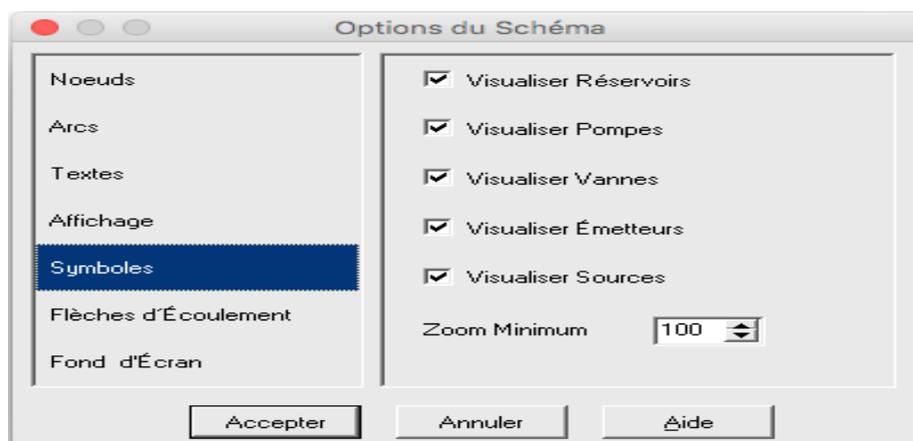


Figure 4.4 : Boite de dialogue option du schéma (Symboles).

9. Pour terminer, nous devons nous assurer que l'échelle du schéma est acceptable avant de dessiner notre réseau. Choisir **Affichage >> Dimensions...** dans le menu principal

pour atteindre la boîte de dialogue Dimensions du Schéma figure (4.5), et observer les dimensions par défaut assignées au nouveau projet. Comme nous supposons que cette configuration est suffisante pour ce projet, on clique sur le bouton **Accepter**.



Figure 4.5 : Boîte de dialogue Dimensions du schéma.

4.2.3 Tracer du réseau

Pour dessiner le réseau, nous allons nous servir de la souris et des boutons de la Barre d'Outils du Schéma affichée ci-dessous (si la barre d'outils n'est pas visible sélectionnez **Affichage>>Barres d'Outils>>Schéma**).



1) Dans un premier temps, nous allons placer les nœuds du réseau. (figure 4.6).

- ✓ Tout d'abord, nous allons positionner la bête infinie. Cliquez sur le bouton  Ajouter Bête, et indiquez ensuite l'emplacement de la bête en cliquant dans le schéma avec la souris (sur la gauche du schéma, par exemple).
- ✓ Ensuite, nous allons ajouter les nœuds de demande. Cliquez sur le bouton  Ajouter nœud de Demande et indiquez ensuite la position des nœuds en cliquant sur le schéma.
- ✓ Ajoutez enfin le réservoir en cliquant sur le bouton Ajouter Réservoir  et en marquant son emplacement dans le schéma. Notez que le programme génère

automatiquement les étiquettes séquentielles, selon l'ordre dans lequel vous ajoutez les objets au réseau.

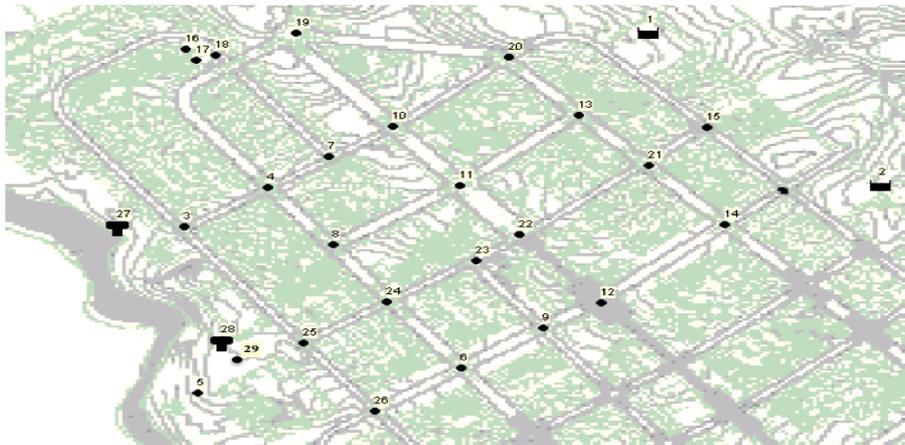


Figure 4.6 : Schéma du Réseau après ajout des nœuds et des réservoirs.

- 2) Dans un deuxième temps, nous allons ajouter les tuyaux. Cliquez sur le bouton  Ajouter Tuyau dans la Barre d'Outils. Notez la manière dont le tracé provisoire du tuyau est dessiné pendant que vous déplacez la souris d'un nœud à un autre. Pour dessiner des tuyaux courbés, cliquez sur le nœud initial. En déplaçant la souris vers le nœud final, cliquez sur les points où un changement de direction est nécessaire pour afficher la forme désirée (figure 4.7)

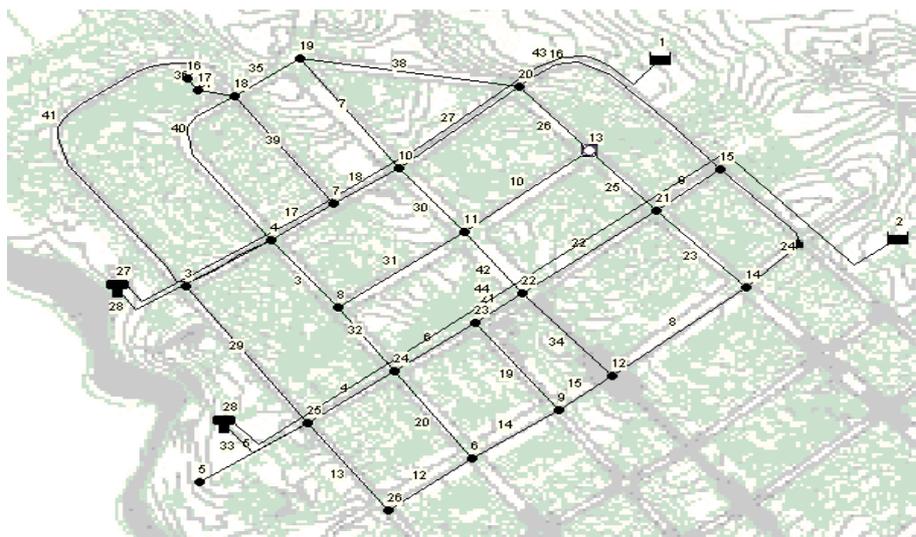


Figure 4.7 : Schéma du Réseau après ajout des tuyaux.

- 3) Pour terminer, cliquez sur le bouton Sélectionner Objet  de la Barre d'Outils

pour remettre la carte dans le mode Sélection d'Objets et ne pas rester dans le mode dessin.

Si les nœuds sont mal positionnés vous pouvez les déplacer en cliquant sur le nœud deux fois, et puis en le faisant glisser dans sa nouvelle position en maintenant le bouton gauche de la souris enfoncé. Notez que les tuyaux reliés au nœud sont déplacés avec lui. Pour retracer le tuyau incurvé vous devez suivre les instructions ci-dessous :

- Cliquez d'abord sur le tuyau pour le sélectionner, puis cliquez sur le bouton de la barre d'outils du schéma pour mettre le schéma dans le mode de Sélection de Sommet.
- Choisissez un point de sommet sur le tuyau en cliquant dessus deux fois, la première pour le sélectionner, puis faites-le glisser jusqu'à sa nouvelle position avec le bouton gauche de la souris maintenu enfoncé.
- S'il y a lieu, des sommets intermédiaires du tuyau peuvent être ajoutés ou effacés en cliquant avec le bouton droit de la souris et en choisissant l'option appropriée à partir du menu contextuel.
- Cliquez sur pour retourner au mode Sélection d'Objet.

4.2.4 La saisie des données

A mesure qu'on ajoute des objets à un projet, EPANET leur assigne un ensemble de propriétés par défaut. Pour modifier la valeur d'une propriété particulière d'un objet, il faut sélectionner cet objet dans l'Éditeur de Propriétés. Il y a plusieurs manières d'y parvenir. Si l'éditeur est déjà visible, nous pouvons simplement cliquer sur l'objet ou le sélectionner dans le Navigateur des Données. Si l'éditeur n'est pas visible, nous pouvons le faire apparaître d'une des manières suivantes:

- Double-cliquez sur l'objet dans le schéma.
- Cliquer sur l'objet avec le bouton droit de la souris et choisir Propriétés dans le menu contextuel qui apparaît.
- Sélectionner l'objet dans le Navigateur des Données et cliquez ensuite sur le bouton

Édition



(ou double cliquez sur l'objet). Lorsque l'éditeur de propriétés est sélectionné nous pouvons taper sur la touche F1 pour obtenir une description plus complète des propriétés énumérées.

4.2.4.1 Les nœuds

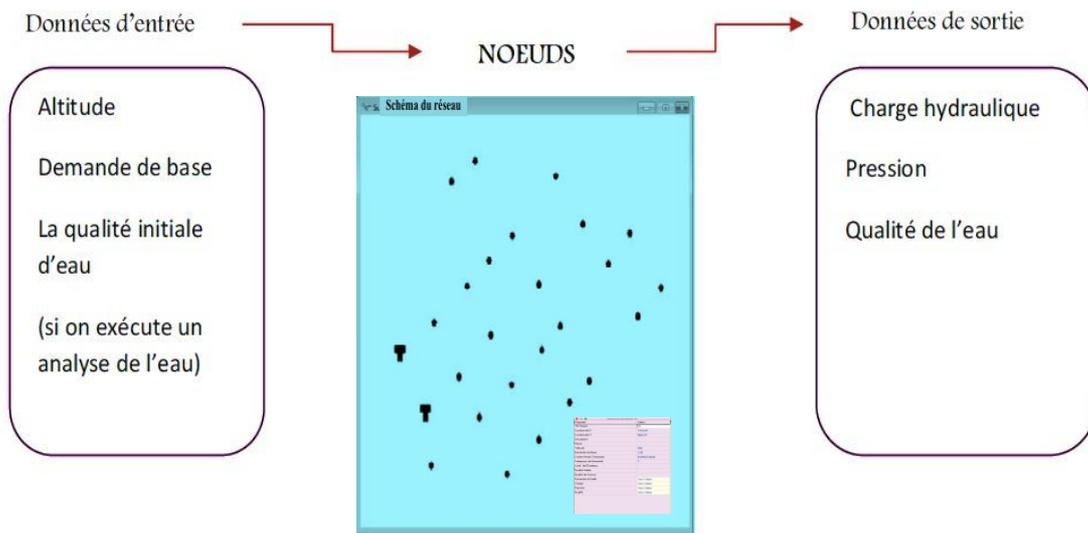


Figure 4.8 : Les données d'entrée et de sorties des nœuds.

- A. Commençons à renseigner les propriétés en double-cliquons sur un nœud, pour saisir l'Altitude, la Demande de Base pour ce nœud et éventuellement l'identifiant (ID nœud) du nœud. Puis répété cette fonction pour tous les nœuds restant (figure 4.9).

Propriété	Valeur
*ID Noeud	12
Coordonnée X	1976,94
Coordonnée Y	5864,91
Description	
Genre	
*Altitude	458
Demande de Base	1,74
Courbe Modul. Demande	DOMESTIQUE
Catégories de Demande	1
Coeff. de l'Émetteur	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Demande Actuelle	Sans Valeur
Charge	Sans Valeur
Pression	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur

Figure 4.9 : Editeur de propriétés pour les nœuds.

Pour nous déplacer d'un champ à l'autre nous pouvons utiliser les touches de déplacement Haut et Bas du clavier ou bien la souris. Il suffit maintenant de cliquer sur un autre objet (nœud) pour faire apparaître ses propriétés dans l'éditeur de propriétés. (Nous pourrions également taper sur les touches Page Suivante ou Page Précédente pour nous déplacer au prochain objet ou au précédent de la même classe dans la base de données). De cette manière nous pouvons uniquement nous déplacer d'objet en objet et compléter l'Altitude et la Demande de Base.

B. Pour la bache, nous saisissons son Altitude en (m) dans le champ de Charge Totale.

Propriété	Valeur
"ID Bâche	F1
Coordonnée X	10214.17
Coordonnée Y	5864.91
Description	
Genre	
"Charge Totale	490
Courbe Modul. Charge	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Débit Net d'Entrée	Sans Valeur
Charge	Sans Valeur
Pression	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur

Figure 4.10 : Editeur de propriétés pour les forages.

C. Pour le réservoir, introduire l'Altitude en m du Radier, son Niveau Initial, son Niveau Minimal, son Niveau Maximal et son Diamètre. (figure 4.11).

Propriété	Valeur
"ID Réservoir	R1
Coordonnée X	-1133.59
Coordonnée Y	6730.86
Description	
Genre	
"Altitude du Radier	481,7
"Niveau Initial	3,5
"Niveau Minimal	0
"Niveau Maximal	4
"Diamètre	20
Volume Minimal	
Courbe de Volume	
Modèle de Mélange	Parfait
Fraction de Mélange	
Coeff. de Réaction	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Débit Net d'Entrée	Sans Valeur
Altitude Surface	Sans Valeur
Niveau	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur

Figure 4.11 : Editeur de propriétés pour les réservoirs.

4.2.4.2 Les tuyaux

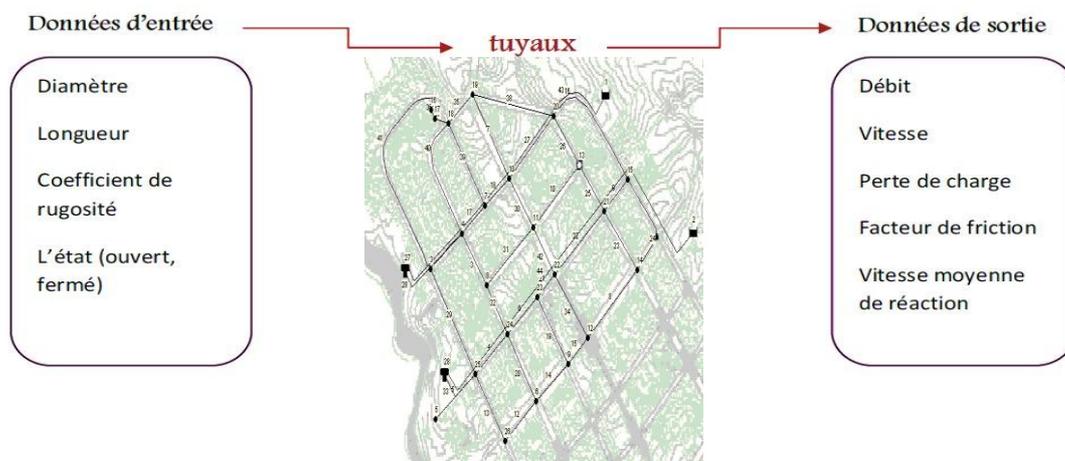


Figure 4.12 : Les données d'entrée et de sorties des nœuds.

- D. De la même façon, nous cliquons sur chacun des tuyaux pour faire apparaître ses propriétés dans l'Éditeur des Propriétés et introduisez la Longueur, le Diamètre, et la Rugosité (le coefficient ε de Darcy-Weisbach). (Figure 4.13).

Propriété	Valeur
*ID Tuyau	L1
*Noeud Initial	R1
*Noeud Final	1A
Description	
Genre	
*Longueur	30
*Diamètre	400
*Rugosité	0,2
Coeff. Pertes Singul.	0
État Initial	Ouvert
Coeff. Réact. dans la Masse	
Coeff. Réact. aux Parois	
Débit	Sans Valeur
Vitesse	Sans Valeur
Perte Charge Unitaire	Sans Valeur
Facteur de Friction	Sans Valeur
Vitesse de Réaction	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur
État	Sans Valeur

Figure 4.13 : Editeur de propriétés pour les conduites.

4.2.5 Sauvegarde et Ouverture des projets

Après avoir complété le tracé initial de ce réseau, il est préférable de le sauvegarder dans un fichier.

- Dans le menu Fichier, choisissez Enregistrer Sous.
- Il apparaît une boîte de dialogue avec le titre Enregistrer le Projet Sous, dans laquelle nous choisissons un répertoire et un nom de fichier sous lesquels nous souhaitons sauvegarder ce projet. Nous suggérons de nommer ce fichier Mon_Project.net. (L'extension.net sera ajoutée au nom de fichier par défaut.)
- Cliquez sur Accepter pour enregistrer le projet. Les données du projet sont enregistrées dans le fichier sous un format binaire spécial. Si vous voulez sauvegarder les données du réseau au format texte, utilisez **Fichier>>Exporter >>Réseau**. Pour ouvrir votre projet ultérieurement, choisissez la commande Ouvrir à partir du menu Fichier.

4.2.6 Exécution d'une Simulation d'Écoulement Permanent

Maintenant nous avons assez d'information pour exécuter une simulation hydraulique d'écoulement permanent (ou bien pour un instant déterminée) sur notre exemple de réseau. Pour exécuter la simulation, choisir **Projet>>Lancer la simulation** ou cliquer sur le bouton

lancer la simulation  de la barre standard. (Si la barre standard n'est pas visible sélectionnez **Affichage>>Barres d'Outils>>Standard de la Barre de Menu**).

Si le calcul n'a pas réussi un rapport d'état apparaît indiquant le problème. Si le calcul a été effectué avec succès nous pouvons visualiser les résultats de différentes manières :

- Dans le navigateur du schéma, sélectionner **Pression** du menu déroulant nœuds. Observer que les valeurs de pression aux nœuds sont représentées par des codes couleur différents. Pour visualiser la légende avec le code couleur (si elle n'est pas encore visible), sélectionner **Affichage>>Légendes>>Nœud** (ou cliquer sur n'importe quelle zone vide de la carte avec le bouton droit de la souris et sélectionner Légende de nœud dans le menu contextuel). Pour changer les intervalles et les couleurs de la légende, cliquer sur la légende avec le bouton droit de la souris pour faire apparaître l'Éditeur de Légende.
- Ouvrir l'Éditeur de Propriétés (double-cliquez sur un nœud ou un arc) et noter que les résultats calculés sont affichés à la fin de la liste des propriétés.
- Créer un tableau de résultats en sélectionnant **Rapport >>Tableau** (ou en cliquant sur le bouton de Tableau  dans la Barre d'Outils Standard). Notez que les écoulements ayant des signes négatifs sont dans la direction opposée à la direction dans laquelle le tuyau a été dessiné initialement.

4.2.7 Exécution d'une Simulation de longue durée

Pour rendre notre étude plus réaliste et pour simuler le comportement du système sur une longue durée nous allons créer une Courbe de Modulation dans laquelle les demandes aux nœuds changent périodiquement pendant la journée. Le terme « longue durée » indique une succession d'écoulement permanent, pendant lesquels les niveaux d'eau des réservoirs sont mis à jour périodiquement.

Pour ce projet d'étude, nous allons prendre un intervalle de temps classique d'une heure et une demande en eau changeant 24 fois dans une même journée. (Un intervalle d'une heure est plus classique et est assigné aux nouveaux projets par défaut).

Pour fixer la durée de l'intervalle, sélectionnez Options. Temps dans le navigateur des données, et cliquez sur le bouton Édition du navigateur (ou double-cliquez sur la sélection) pour faire apparaître l'Éditeur des Propriétés (s'il n'est pas encore visible). Saisir ensuite 1 comme valeur d'Intervalle des Courbes de Modulation, comme représenté dans la figure 4.15 ci-dessous). Pendant que l'éditeur des Options Temps est ouvert nous pouvons également fixer la durée totale de la période de la simulation. Nous allons choisir une durée d'une journée (24 heures) ; saisir alors 24 dans le champ Durée Totale.

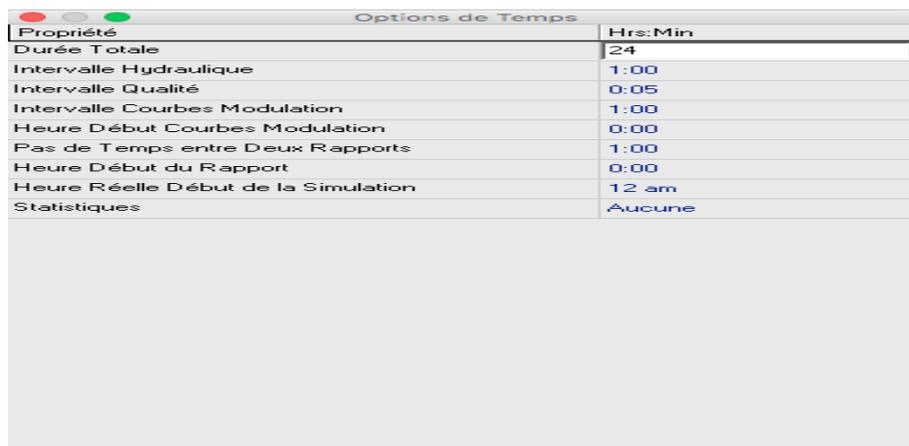


Figure 4.14 : Boîte de dialogue option de temps.

4.2.7.1 Exécution d'une courbe de modulation

Pour créer la courbe de modulation :

1. sélectionner courbes modulation. Dans le navigateur et cliquez sur le bouton Ajouter  (ou tapez sur la touche Insertion). Une nouvelle courbe de modulation, portant l'identification (ID) 1 s'affiche ;
2. cliquer sur (ID) 1 et la boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation s'ouvre (voir la figure 4.15) ;

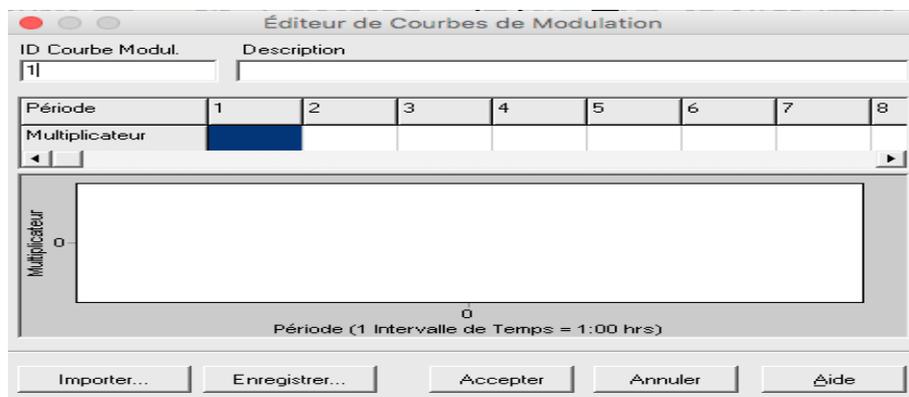


Figure 4.15 : Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation (vierge).

3. On change l'identifiant (ID) 1 par (ID) DOMESTIQUE.
4. Introduire les multiplicateurs que nous avons cités en chapitre 5, pour donner à notre courbe de modulation une durée de 24 heures. Cliquez Accepter pour fermer l'éditeur. Les multiplicateurs sont les valeurs avec lesquelles il faut multiplier la demande de base pour obtenir la demande dans chaque période. Puisque nous faisons un calcul pour une durée totale de 24 heures, la courbe de modulation va être répétée automatiquement toutes les 24 heures. (figure 4.16).

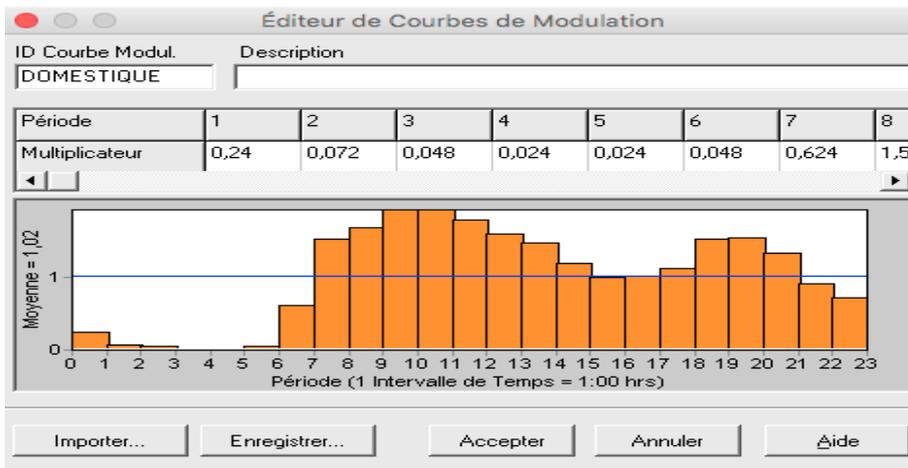


Figure 4.16 : Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation (Après remplissage).

4.2.7.2 Assignment de la courbe de modulation aux nœuds

Nous devons maintenant assigner la courbe de modulation DOMESTIQUE à tous les nœuds de demande de notre réseau. Nous pouvons utiliser une option hydraulique d'EPANET pour éviter d'avoir à éditer chaque nœud de demande individuellement. Si nous ouvrons les Options Hydrauliques dans l'éditeur des propriétés, il apparaît un champ appelé Courbe de Modulation par Défaut. Mettre sa valeur égale à DOMESTIQUE entraîne que la courbe de modulation de la demande à chaque nœud de demande sera la courbe de modulation DOMESTIQUE, (s'il n'y a aucune autre courbe de modulation assignée au nœud de demande), (Figure 4.17).

Propriété	Valeur
*ID Noeud	1B
Coordonnée X	2899,51
Coordonnée Y	6507,41
Description	
Genre	
*Altitude	454
Demande de Base	7,78
Courbe Modul. Demande	DOMESTIQUE
Catégories de Demande	1
Coeff. de l'Émetteur	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Demande Actuelle	Sans Valeur
Charge	Sans Valeur
Pression	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur

Figure 4.17 : Assignment de la courbe de modulation.

4.2.8 Exécution de simulation

Pour une simulation sur une longue durée nous pouvons visualiser les résultats de plusieurs manières:

- La barre de défilement dans le Navigateur sert à afficher les résultats sur le schéma aux différents instants de simulation. Nous allons essayer en sélectionnant la Pression comme paramètre des nœuds et le Débit comme paramètre des arcs (options par défaut).
- Les boutons du type vidéo dans le Navigateur permettent de voir les résultats dans le schéma au moyen d'animation. Cliquer sur le bouton Avance  pour mettre en marche l'animation et le bouton Arrêt  pour l'arrêter.
- Ajouter des flèches de sens d'écoulement sur la carte (sélectionnez **Affichage>>Options du Schéma**, choisir la rubrique Flèches d'Écoulement dans la boîte de dialogue Options du Schéma, et sélectionner le style de flèche que nous souhaitons utiliser). Recommencer alors l'animation et noter que le sens de l'écoulement à travers le tuyau relié au réservoir change, au fur et à mesure que le réservoir se remplit et se vide.
- Créer une représentation graphique des variations d'une variable en fonction du temps pour n'importe quel nœud ou arc. Par exemple, pour voir comment le niveau de l'eau dans le réservoir varie au cours du temps:
 - Cliquer sur le réservoir.
 - Sélectionnez **Rapport >>Graphique** (ou cliquer sur le bouton de Graphique  sur la barre d'outils standard). La boîte de dialogue de Sélection Graphique s'affiche.
 - Sélectionner le bouton Graphe d'Évolution dans cette boîte de dialogue.
 - Sélectionner Charge comme paramètre à représenter graphiquement.
 - Cliquez sur Accepter pour confirmer votre choix. Notez le comportement périodique du niveau de l'eau dans le réservoir.

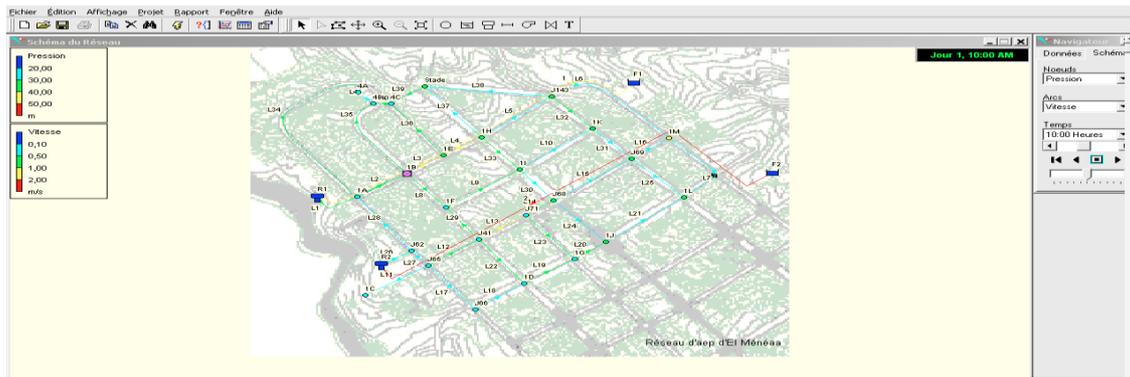


Figure 4.18 : Schéma général après simulation.

La première étape consiste à créer un nouveau projet dans EPANET et de s'assurer que les options sélectionnées par défaut sont correctes. Cette étape consiste aussi à choisir les unités de débit en LPS et sélectionné Dary Weisbach comme formule pour calculer les pertes de charge. Pour terminer, nous devons nous assurer que l'échelle du schéma est acceptable avant de dessiner notre réseau.

4.3 Résultats et discussion

Pour chaque nœud nous aurons les données concernant la charge totale est la pression en mètres, tandis que pour les conduites les résultats de la simulation porteront sur la vitesse en m/s et les pertes de charge en m/km. Le réseau est présenté dans la figure 4.19 suivante :

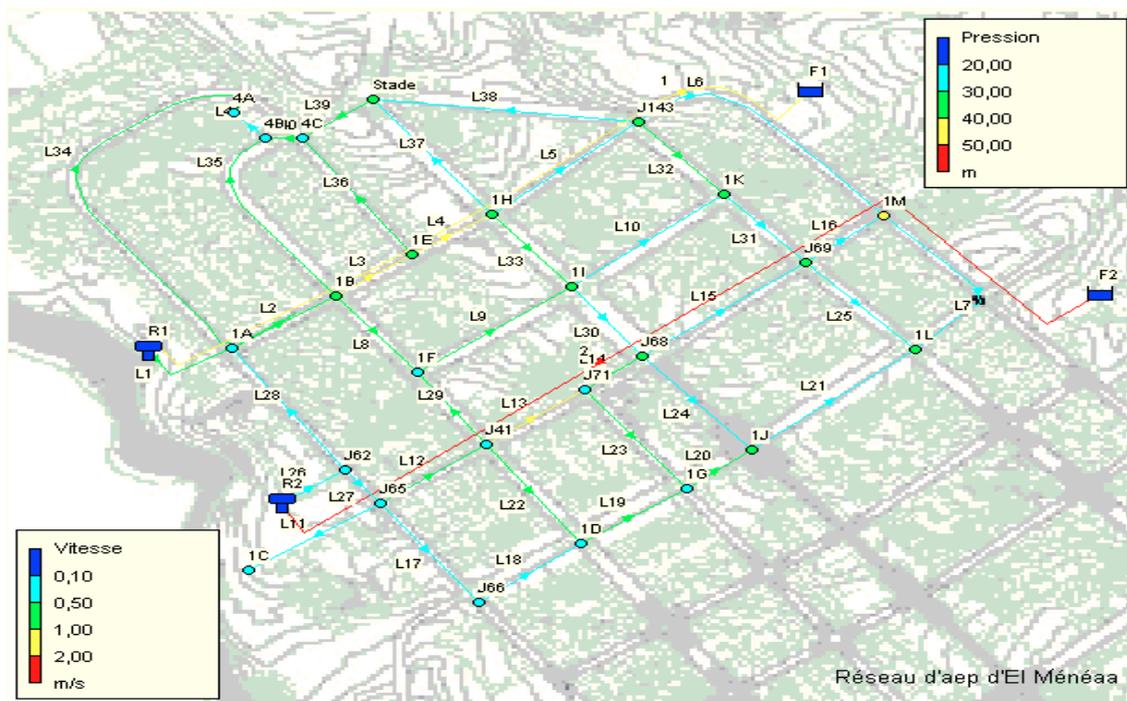


Figure 4.19 : Schéma général après simulation.

Les tableaux 4.3 et 4.4 suivants présentent l'état des arcs et l'état des nœuds de demande à l'heure de pointe :

Tableau 4.3 : L'état des arcs à l'heure de pointe.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau L8	249	141,8	0,001	10,32	0,65	2,81
Tuyau L12	251	279,2	0,001	40,19	0,66	1,25
Tuyau L11	326	97,5	0,001	1,73	0,23	0,71
Tuyau L13	195	141,8	0,001	18,23	1,15	7,79
Tuyau L37	344	97,5	0,001	4,80	0,64	4,30
Tuyau L21	365	110,8	0,001	2,86	0,30	0,93
Tuyau L16	192	97,5	0,001	3,12	0,42	2,00
Tuyau L10	200	97,5	0,001	5,25	0,70	5,04
Tuyau L18	250	97,5	0,001	3,15	0,42	2,04
Tuyau L17	284	97,5	0,001	3,15	0,42	2,04
Tuyau L19	203	97,5	0,001	6,92	0,93	8,26
Tuyau L20	171	110,8	0,001	8,25	0,86	6,13
Tuyau L6	585	97,5	0,001	3,37	0,45	2,29
Tuyau L3	171,09	279,2	0,001	63,72	1,04	2,88
Tuyau L4	175,9	221,6	0,001	36,90	0,96	3,25
Tuyau L23	257,02	141,8	0,001	11,91	0,75	3,62
Tuyau L22	261,63	141,8	0,001	10,63	0,67	2,96
Tuyau L14	263,54	110,8	0,001	6,32	0,66	3,80
Tuyau L15	305,96	97,5	0,001	3,58	0,48	2,55
Tuyau L25	303,35	97,5	0,001	2,92	0,39	1,77
Tuyau L7	493,62	97,5	0,001	1,08	0,15	0,31
Tuyau L31	208,92	97,5	0,001	2,45	0,33	1,31
Tuyau L32	212,16	110,8	0,001	5,76	0,60	3,22
Tuyau L5	355,11	141,8	0,001	10,94	0,69	3,12
Tuyau L1	30	400	0,2	109,90	0,87	1,77
Tuyau L33	182,11	110,8	0,01	5,69	0,59	3,22
Tuyau L9	356,94	141,8	0,01	10,61	0,67	3,00
Tuyau L29	263,44	141,8	0,01	10,93	0,69	3,17
Tuyau L24	284,9	141,8	0,01	6,82	0,43	1,36
Tuyau L39	202	110,8	0,01	4,92	0,51	2,48
Tuyau L41	10	141,8	0,01	5,24	0,33	0,85
Tuyau L40	10	141,8	0,01	12,93	0,82	4,30
Tuyau L38	482,36	141,8	0,01	4,95	0,31	0,77
Tuyau L36	338,28	141,8	0,01	14,16	0,90	5,07
Tuyau L34	876,15	141,8	0,01	10,53	0,67	2,96
Tuyau L30	232,8	110,8	0,01	3,30	0,34	1,22

Tableau 4.4 : L'état des nœuds de demande à l'heure de pointe.

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1A	458	1,74	485,64	27,64
Noeud 1B	454	7,79	485,23	31,23
Noeud 1C	461	0,89	485,49	24,49
Noeud 1D	459	3,53	484,63	25,63
Noeud 1E	453	5,16	484,74	31,74
Noeud 1F	458	5,41	484,53	26,53
Noeud 1G	458	5,44	482,96	24,96
Noeud 1H	448	7,40	484,17	36,17
Noeud 1I	451	4,85	483,39	32,39
Noeud 1J	451	5,84	481,91	30,91
Noeud 1K	444	4,40	482,38	38,38
Noeud 1L	449	3,53	481,57	32,57
Noeud 1M	442	2,78	481,72	39,72
Noeud 4A	453	8,76	482,40	29,40
Noeud 4B	454	11,60	482,43	28,43
Noeud Stade	453	2,26	482,69	29,69
Noeud J143	448	0	483,06	35,06
Noeud J69	446	0	482,11	36,11
Noeud J68	451	0	482,89	31,89
Noeud J71	457	0	483,89	26,89
Noeud J41	460	0	485,41	25,41
Noeud J65	461	0	485,72	24,72
Noeud J66	459	0	485,14	26,14
Noeud 4C	453	3,42	482,47	29,47
Noeud J62	461	0	485,76	24,76

Nous avons montré à travers les résultats donnés par le logiciel Epanet et consignés dans les tableaux 4.3 et 4.4 ci-dessus que tout le réseau présente des pressions de service comprises entre 2,4 et 3,8 bars. La variation de pression en cours de la journée ne dépasse pas 0,55 bars pour tous les nœuds de notre réseau. La figure 4.20 représente la variation de pression au cours de la journée pour certains nœuds du réseau.

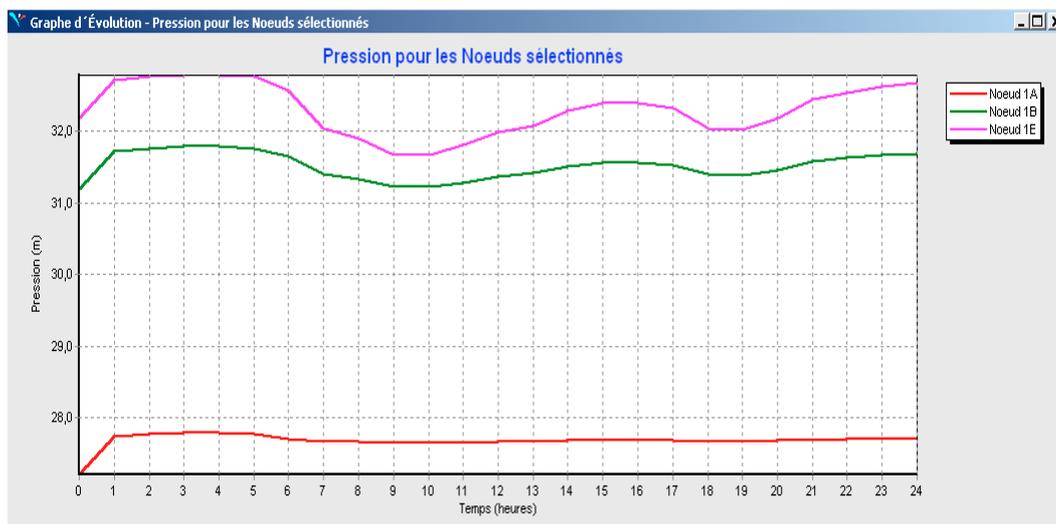


Figure 4.20 : la variation de pression pour les nœuds 1A, 1B et 1C au cours de la journée.

Cependant, un problème de vitesse qui oscille en dehors de la fourchette a été rencontré lors de la simulation nous destinons que dans la plus part des tronçons les vitesses est vérifiée pour une valeur maximale de 1,04 m/s. Pour certains tronçons la vitesse est inférieur la valeur minimal car ces tronçons transite des débits faibles et pour des raisons de sécurité on a limité les diamètres à 110mm. Afin de répondre à ce problème nous avons réfléchi a installé des vidanges on ses points sensible afin d'éviter l'auto-curage des conduites.

De ce faite les hypothèses présentées aux chapitres précédents sont donc respectées avec les diamètres et les natures de canalisations choisies.

4.4 Réseau de lutte contre incendie

4.4.1 Modélisation du réseau de lutte contre incendie

4.4.1.1 Hypothèses pour la simulation hydraulique

Une simulation hydraulique du réseau a été faite avec les hypothèses suivantes :

- Scénario : Heure de pointe + incendie.

- Durée de simulation : 2 heures.
- Nombre de bornes simultanées : 2 bornes comme nous pouvons nous contenter d'une borne (une borne suffira mais la protection civile exige plus de précaution).

4.4.1.2 Procédure de la modélisation

✓ Les bornes d'incendie

Lors de cette simulation nous n'allons pas tenir compte de la variation des vitesses dans les arcs car l'incendie n'arrive que rarement dans la vie d'un réseau. Ce qui nous intéressera c'est la variation des pressions au nœud. Pour pouvoir calculer ces pressions nous devons choisir le nœud le plus défavorable et les plus éloignés des réservoirs (choisir deux pour plus de précision). Dans notre cas, les nœuds les plus défavorable est J69 et J143 (nœud défavorable et le plus loin des réservoirs).

✓ Le débit dans les bornes

Demande de base au nœud à l'heure de pointe + 17l/s. De ce fait, les débits vont augmenter ce qui fera chuter la pression.

✓ Durée de simulation

Avant de lancer la simulation, nous allons créer une nouvelle courbe de modulation « incendie », à l'heure de pointe on sachant que la pression est limitée à 1 bars. On lancera la simulation de durée de 2h (figure 4.21). Le réseau après simulation pour l'incendie est illustré sur la figure 4.21 :

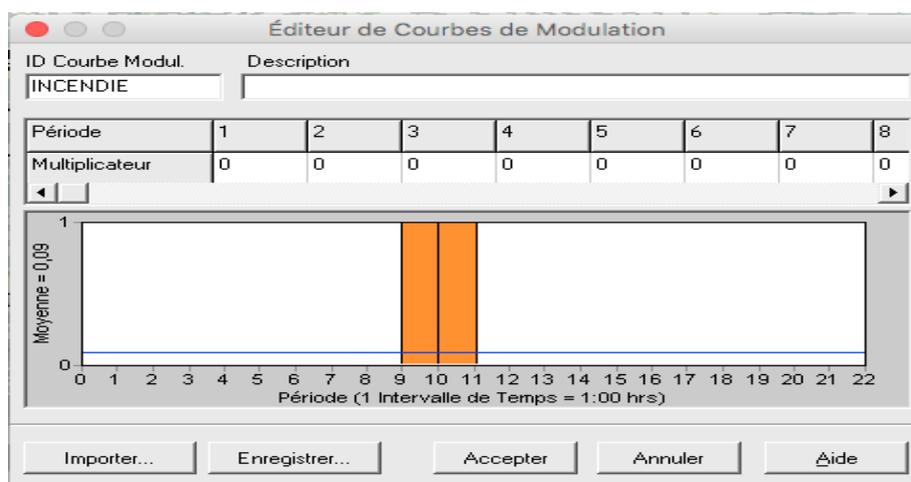


Figure 4.21 : Courbe de modulation pour l'incendie.

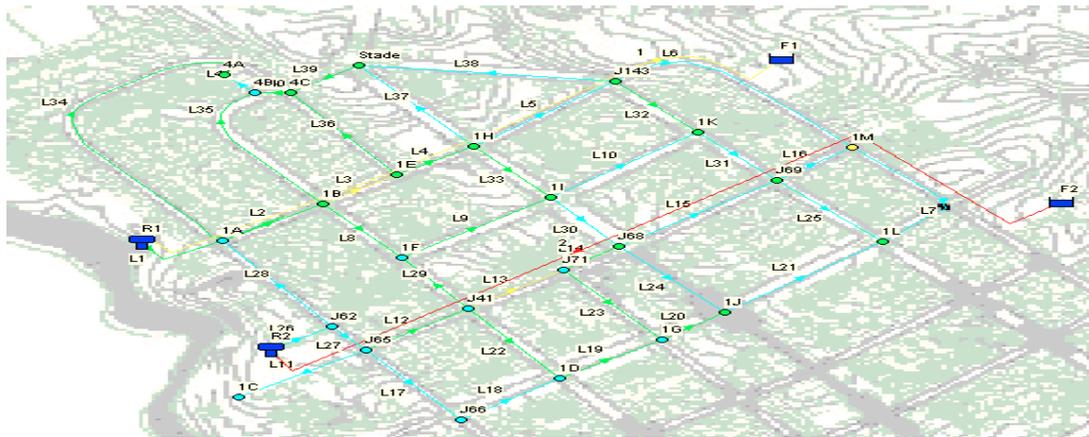


Figure 4.22 : schéma du réseau après la modulation pour l'incendie.

4.4.2 Résultats de la simulation

Les résultats des états des nœuds pour les deux heures de simulation sont présentés dans le tableau 4.5 suivant :

Tableau 4.5 : L'état des nœuds pour les deux heures de simulation.

ID Noeud	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1A	3,38	485,62	27,62
Noeud 1B	15,12	485,10	31,10
Noeud 1C	1,73	485,64	24,64
Noeud 1D	6,86	484,69	25,69
Noeud 1E	10,03	484,37	31,37
Noeud 1F	10,52	484,32	26,32
Noeud 1G	10,58	482,93	24,93
Noeud 1H	14,39	483,27	35,27
Noeud 1I	9,43	482,74	31,74
Noeud 1J	11,35	481,98	30,98
Noeud 1K	8,55	482,10	38,10
Noeud 1L	6,86	481,81	32,81
Noeud 1M	5,40	481,85	39,85
Noeud 4A	17,03	482,21	29,21
Noeud 4B	22,55	482,22	28,22
Noeud Stade	4,39	482,46	29,46
Noeud J143	17,00	482,57	34,57
Noeud J69	0,00	482,02	36,02
Noeud J68	0,00	482,43	31,43
Noeud J71	0,00	483,79	26,79
Noeud J41	0,00	485,42	25,42
Noeud J65	17,00	485,76	24,76
Noeud J66	0,00	485,35	26,35
Noeud 4C	6,65	482,26	29,26
Noeud J62	0,00	485,78	24,78

Tableau 4.6 : L'état des arcs à l'heure de pointe+ incendie.

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau L8	10,89	0,69
Tuyau L12	41,67	0,68
Tuyau L11	1,73	0,18
Tuyau L13	18,67	1,18
Tuyau L37	4,78	0,50
Tuyau L21	3,74	0,24
Tuyau L16	2,78	0,29
Tuyau L10	5,64	0,59
Tuyau L18	3,64	0,49
Tuyau L17	3,64	0,38
Tuyau L19	7,00	0,94
Tuyau L20	7,70	0,80
Tuyau L6	3,33	0,35
Tuyau L3	77,98	1,27
Tuyau L4	52,08	1,35
Tuyau L23	11,27	0,71
Tuyau L22	10,23	0,65
Tuyau L14	7,40	0,77
Tuyau L15	3,47	0,36
Tuyau L25	2,41	0,25
Tuyau L7	0,71	0,07
Tuyau L31	1,72	0,18
Tuyau L32	4,63	0,48
Tuyau L5	27,52	0,71
Tuyau L1	132,93	1,06
Tuyau L33	5,39	0,56
Tuyau L9	13,14	0,83
Tuyau L29	12,77	0,81
Tuyau L24	7,40	0,47
Tuyau L39	2,94	0,30
Tuyau L41	4,79	0,30
Tuyau L40	12,16	0,77
Tuyau L38	2,56	0,16
Tuyau L36	15,87	1,00
Tuyau L34	12,24	0,78
Tuyau L30	3,46	0,36
Tuyau L2	119,17	0,95
Tuyau L26	65,90	0,52
Tuyau L27	64,04	0,51
Tuyau L28	1,86	0,19
Tuyau L35	15,18	0,96

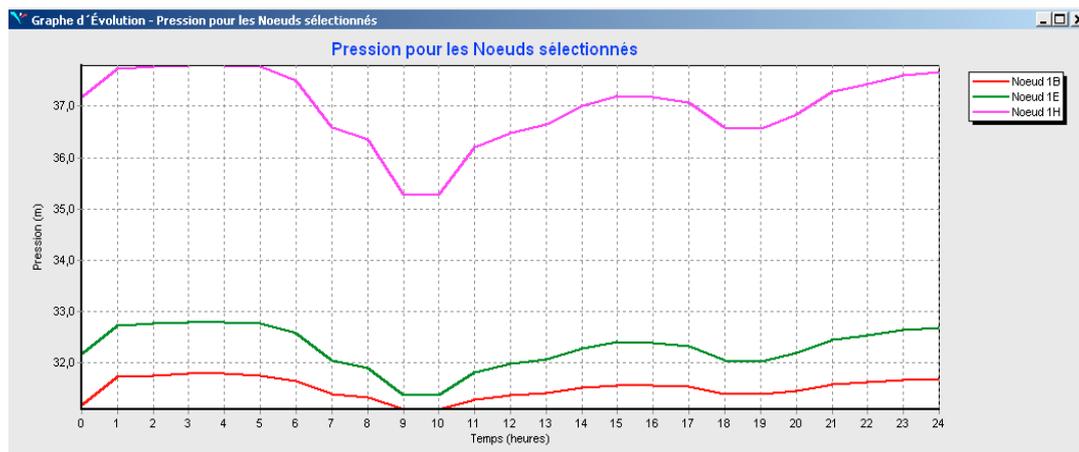


Figure 4.23 : interprétation graphique des pressions au nœud pour l'incendie.

Nous constatons que la pression au niveau de tout le réseau est supérieure à 1bars. Les hypothèses présentées précédemment sont donc respectées avec les diamètres et les natures de canalisations choisies.

Pour les vitesses, elles ne sont pas vérifiées pour la plus part des tronçons, mais cela ne pose pas un grand problème car le plus important c'est de pouvoir faire véhiculer un débit suffisant pour la lutte contre l'incendie.

4.5 Vérification du réseau

4.5.1 Les conduites dans le réseau

4.5.1.1 Consistance des tuyaux

Les tuyaux prévus dans le cadre de ce projet seront :

- en PEHD PN10 selon la norme NFT54-063 (figure 4.20),
- et en fonte ductile standard de classe K9 conformes à la norme européenne EN 545.

Les raccords à assemblage automatique seront munis de bagues de joint en élastomère comprimées par l'introduction du bout uni dans l'emboîtement pour assurer l'étanchéité conformément à la norme française NF A 48870 et des pièces spéciales afférentes. Les tuyaux et raccords à assemblage mécanique seront munis de bagues de joint en élastomère comprimées axialement par une contre bride afin d'obtenir l'étanchéité, conformément à la norme française NF 48-860 La consistance des tuyaux est répartie comme suit :

✓ Partie adduction

1318 ml de tuyaux de diamètre DN 450 mm en fonte ductile ;

1765ml de tuyaux de diamètre DN 500 mm en fonte ductile.

✓ Partie distribution

339 ml de tuyaux de diamètre DN 400 mm en fonte ductile,

422 ml de tuyaux de diamètre DN 315 mm en PEHD PN10,

531 ml de tuyaux de diamètre DN 250 mm en PEHD PN10,

4441 ml de tuyaux de diamètre DN 160 mm en PEHD PN10,

5113 ml de tuyaux de diamètre DN 125 mm en PEHD PN10,

453 ml de tuyaux de diamètre DN 110 mm en PEHD PN10.

4.6.1.2 Conditions de pose des conduites

Les conduites seront posées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable, remblayée et seront signalés par des grillages avertisseurs. Pour permettre aux bulles d'air provenant de dégazage de l'eau de se rassembler aux points haut, ou elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimale devront être respectées lors de la pose de la conduite.

La conduite sera enterrée sur la totalité des tracées, la profondeur de la tranchée pourra atteindre des profondeurs exceptionnelles sur quelques courts distances afin d'éviter la multiplication des points hauts. D'une manière générale, la hauteur de recouvrement minimale à assurer est de 80 cm à partir de la génératrice supérieure.

Le remblai sera exécuté jusqu'à une hauteur de 20 à 30 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, appelée remblai de calage. Il sera réalisé avec un matériau expurgé d'éléments de diamètres supérieurs à 2 cm. Les déblais complémentaires seront déversés dans la fouille sans criblage, ni damage.

Dans le cas de pose sous la chaussée, la conduite doit être couverte de 20 cm de sable au dessus de sa génératrice supérieure et de tout venant concassé 0/20, bien compactée par couche de 20 cm avec une dame sauteuse, puis un revêtement en bicouche.

Avant de mettre les tuyaux en place, nous devons préparer leur assise en établissant un lit de pose en sable d'une épaisseur minimum de 10 cm. La pose de tuyaux ne sera entreprise qu'après réglage du fond de fouille et de la forme dans toute la longueur d'un tronçon. Nous devons aussi suivre rigoureusement les prescriptions de pose se trouvant dans le catalogue du fournisseur de tuyaux. Les tuyaux seront descendus à fond de fouille, sur le lit de pose, en prenant le plus grand soin et en évitant le contact de tuyaux avec les points, de matériaux et

outils tranchants. Les joints et branchements seront exécutés conformément aux prescriptions du fabricant. Ils ne devront présenter aucune sailli à l'intérieur.

4.5.1.2 Equipement sur conduites

Les équipements classiques prévus sur le réseau sont les suivant :

- aux points hauts : entrée et sortie d'air,
- aux point bas : vidange, et vannes de sectionnement,
- poteaux d'incendie : les poteaux d'incendie seront en fonte ductile et à brides ISO PN 10 conformément à la norme française NF S61 211, résistant à une pression de 16bars. Le tube allongé sera en fonte ductile et revêtu d'époxy. La pose de ces appareils se fera conformément à la norme NFS 62 200. Les raccords à brides seront conformes à la norme NF A 48 840.

Tous les équipements du réseau (vannes de sectionnement, ventouse et vidange) seront abrités dans des regards en béton armés.

4.5.2 Ouvrages de stockage

Un réservoir permet d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, il peut aussi assurer une autonomie d'alimentation et garantir la disponibilité permanente de la réserve de lutte contre l'incendie.

4.5.2.1 Capacité des réservoirs

Il est prévu 2 secteurs de distributions. Les tableaux et les schémas ci-dessous reprennent les zones concernées par chaque secteur.

✓ Etage de distribution

Tableau 4.7 : Secteur de distribution.

	Phase 1	Phase 4
Secteur R1	Zones 1A, 1B, 1C, 1E, 1F, 1H, 1I, 1K, 1M et stade	Zones 4A, 4B et 4C
Secteur R2	Zones 1D, 1G, 1J et 1L	

✓ Volumes totaux de stockages

Le tableau suivant présente quant à lui les volumes totaux de stockages prévus par secteur et par phase:

Tableau 4.8 : Volume de stockage prévu.

	Phase 1	Phase 4
	stockage par phase	
Secteur R1	3687	2055
Secteur R2	1585	
	stockage cumulé par phase	
Total R1	3687	5742
Total R2	1585	

Tableau 4.9 : Capacité des stockages.

	Phase 1	Phase 4
Secteur R1	Sur Tour : 1000 m3 +semi enterré : 1000 m3+ 2000 m3	+ semi enterré : 2000 m3
Secteur R2	Sur Tour : 750 m3 +semi enterré : 1000 m3	

4.6.2.3 Hauteur du château d'eau

Le château d'eau doit être d'une hauteur telle à assurer une pression suffisante sur l'étendue de chaque secteur. Afin d'assurer la pression minimale requise 2,4 bars au minimum au niveau des habitations R+4, les châteaux auront les hauteurs suivantes :

Tableau 4.10 : les hauteurs des châteaux d'eau.

Désignation	R1	R2
Cote terrain naturel	457	461,8
Cote trop plein	481,7	481,8
Hauteur jusqu'au radier	24,7	20

Conclusion

La simulation du réseau d'El Ménéaa est effectuée dans ce chapitre en tenant compte des données du réseau et des besoins en eau depuis le chapitre 2 et introduits comme demande aux nœuds, les pertes de charges sont calculées avec la méthode de DW. La rugosité des conduites est égale à 0.001 pour le PEHD et 0.2 pour la fonte. Les résultats de simulation ont montré que les pressions aux nœuds sont vérifiées ainsi que les vitesses pour l'ensemble des conduites.

Pour tenir compte de la vérification de l'incendie, nous avons introduit une courbe de modulation et affecté un débit de 17l/s pour les nœuds les plus défavorable en pression. Après simulation nous avons constaté que les pressions restes vérifiés et les vitesses ne le sont pas mais reste satisfaisantes pour le réseau.

Introduction

Le calcul déterministe du réseau d'AEP d'El Ménéaa, ayant fait l'objet de notre étude, a conduit à un dimensionnement répandant aux conditions d'états limites des vitesses et des pressions. Cependant, ce calcul déterministe ne prend pas en considération les incertitudes et aléas inhérents à chacun des paramètres intervenants dans le calcul. C'est pour cette raison que nous proposons, dans ce chapitre, une analyse fiabiliste du comportement du réseau, à travers une maille, en procédant au calcul de sa probabilité de défaillance. La variable aléatoire considérée est la rugosité des conduites du réseau qui sera générée par une loi de distribution adéquate (loi uniforme). La probabilité de défaillance sera évaluée en faisant appel à la méthode de Monte Carlo classique. Ceci nous conduit à présenter quelques notions et définitions de fiabilité et de probabilité.

5.1 Approche fiabiliste

Un des objectifs de l'évaluation de la performance structurale d'un ouvrage est l'estimation de la fiabilité. Cette dernière est une notion complexe qui introduit un ensemble des données déterministes et aléatoires. Une quantification de ses données est basée sur une connaissance en termes de paramètres statiques et la qualité de ces paramètres qui sont associée à des coefficients de sécurité. L'analyse conduit alors à une réponse binaire ("sûreté" ou "défaillance") vis-à-vis d'un critère donné, qui traduit d'une certaine manière la confiance que l'on peut accorder à ce dimensionnement précis.

L'approche fiabiliste permet une meilleure appréciation des marges de sécurité par un traitement plus rationnel des incertitudes à l'aide d'indicateurs de confiance objectifs, et constitue en ce sens un outil adéquat pour l'aide à la décision en phases de conception et de maintenance.

L'analyse fiabiliste est basée sur les trois étapes suivantes :

- la sélection des variables aléatoires de base, qui vont intégrer les incertitudes mises en jeu à travers leur loi de distribution ;
- le choix d'une fonction de performance définissant la défaillance du système ;
- le calcul des indicateurs de fiabilité, qui vont fournir une évaluation quantitative et qualitative de la fiabilité de celui-ci.

Dans la démarche fiabiliste, on construit une modélisation probabiliste dans laquelle les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. Donc cette démarche dite fiabiliste fait appel à l'approche probabiliste.

5.2 Approche probabiliste

On appelle approche probabiliste la méthode qui s'appuie sur la théorie de la fiabilité pour évaluer la probabilité de défaillance ou l'indice de fiabilité de la structure. L'approche probabiliste est séduisante puisqu'elle permet de prendre en compte un très large spectre d'incertitudes. Cependant, elle est limitée par le manque d'études statistiques concernant les différentes variables d'entrée et la complexité des calculs de probabilité. Par ailleurs, l'approche probabiliste nécessite la définition d'une probabilité de défaillance acceptable qui est une notion difficile à apprécier et donc à quantifier.

5.3 Contexte probabiliste

La théorie de la fiabilité repose sur une approche probabiliste de la sécurité structurale. Elle vise à évaluer la probabilité de défaillance de la structure : connaissant un critère d'état limite de la structure ainsi que la variabilité des paramètres qui interviennent dans ce critère, la probabilité de défaillance est définie comme la probabilité que ce critère soit dépassé. La structure est finalement considérée comme sûre si cette probabilité de défaillance est inférieure à une valeur référence appelée probabilité de défaillance acceptable P_f .

$$P_f = \text{Prob}(G(X) < 0) \quad (5.1)$$

Une démarche probabiliste dans le processus de conception de produit nouveau est une méthodologie composée d'un ensemble d'outils mécaniques et statistiques très puissants, permettant principalement :

- le calcul et l'optimisation de la fiabilité d'une structure afin d'améliorer la qualité de ses composants ;
- l'étude de l'effet des variations des caractéristiques matériaux, des variations des dimensions et des variations de l'environnement, sur la durée de vie d'une structure ;
- le dimensionnement d'une structure par rapport à un objectif de fiabilité donné en calculant sa probabilité de défaillance (TEBBI, 2005).

5.4 Fonction d'état limite

L'évaluation de la sécurité structurale commence par la définition du mode de défaillance que l'on veut étudier. Notons que le niveau de fiabilité obtenu dépendra donc du mode de défaillance choisi. Il s'agit là de construire un scénario de défaillance de la structure, autrement dit, préciser l'état limite au-delà duquel cette structure n'est plus considérée comme

fiable. Ces états limites correspondent principalement à des exigences en termes de tenue mécanique (la défaillance est associée à la rupture du matériau ou la ruine de la structure) ou d'aptitude au service (la défaillance est associée à des déformations ou un endommagement excessif). Un critère de défaillance est défini à l'aide d'une fonction d'état limite, notée G , et qui dépend des variables aléatoires du modèle. Par convention, on définit le domaine de sûreté D_s et le domaine de défaillance D_f comme suit :

$$D_s = \{\{X\} \in \mathbb{R}^x, G(\{X\}) > 0\} \quad (5.2)$$

$$D_f = \{\{X\} \in \mathbb{R}^x, G(\{X\}) \leq 0\} \quad (5.3)$$

Où :

\mathbb{R}^x : Ensemble des X variable

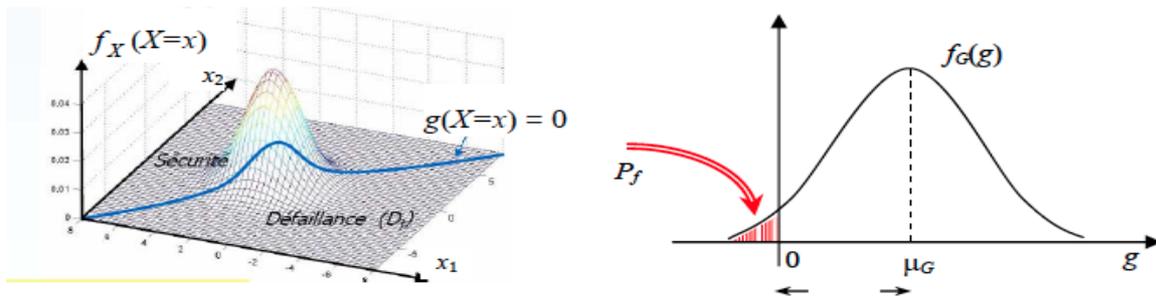


Figure 5.1 : Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires $\{X\} = \{X1, X2\}$.

Les points importants concernant le critère de défaillance sont les suivants :

- Le choix de la fonction de performance se doit d'être dicté par la cause physique de la défaillance de façon à en obtenir une représentation réaliste.
- Si la forme du critère $G(X)$ désignant la fonction de performance (ou d'état limite), est généralement du type :

$$G\{X\} = R\{X\} - S\{X\} \quad (5.4)$$

avec:

R : résistance du réseau vis-à-vis du mode considéré,

S : sollicitation appliquée.

Le mode de défaillance permet ainsi de définir la marge de sécurité ou fonction d'état limite à respecter. Cette fonction ou marge contient les variables de base caractérisant les propriétés de l'élément de rupture (résistance) et de son environnement (sollicitation). Une fonction d'état limite $G(x)$ est construite de façon à ce que :

- $G(x) = 0$ l'état limite, frontière du domaine de sécurité (ou de défaillance),
- $G(x) > 0$ le système est en fonctionnement normal, domaine de sécurité,
- $G(x) < 0$ le système est défaillant.

Où : x est le vecteur des paramètres physiques

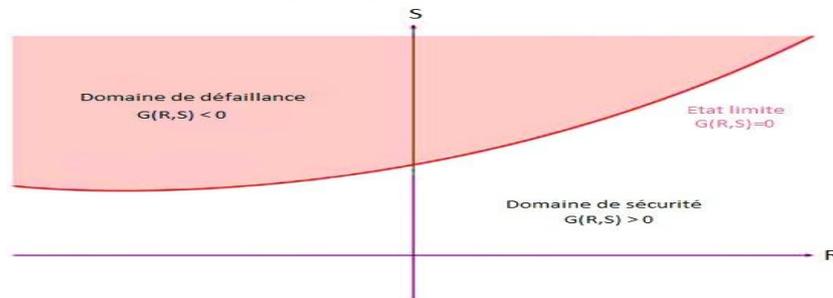


Figure 5.2: Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité.

5.5 Variables aléatoires et lois de probabilité

Dans le cadre de la théorie de la fiabilité, les paramètres intervenant dans la fonction d'état limite peuvent être définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne m et leur écart-type σ ou leur coefficient de variation C_v , défini comme le rapport de l'écart-type sur la moyenne.

5.5.1 Variable aléatoire

Une variable aléatoire peut être sous forme continue ou discrète. Si l'ensemble des valeurs possibles pour cette variable est fini, c'est donc une variable discontinue, lorsque le nombre de valeur possibles est infini, la variable est dite continue. Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne, leur écart-type et le coefficient de variation.

5.5.2 Caractéristique d'une variable aléatoire

5.5.2.1 Espérance mathématique

Soit X une variable aléatoire discrète, l'espérance mathématique de X , notée $E(X)$, est la somme pondérée des valeurs du domaine de X , les poids étant égaux, par définition, aux probabilités des valeurs correspondantes. Ainsi, si on note $\{x_i\}$ cet ensemble de valeurs, nous

avons, par définition (Carlton et al, 2014) :

$$E(X) = \sum_i X_i \times P(X = X_i) \quad (5.5)$$

Si la variable X est continue est admet une densité de probabilité f , alors son espérance se définit comme suit (Carlton et al, 2014) :

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx \quad (5.6)$$

La définition de l'espérance mathématique d'une variable aléatoire est identique à celle de la moyenne μ de la distribution dont elle est issue. On parlera alors d'espérance pour une variable aléatoire et de moyenne pour une distribution. L'espérance de X renseigne sur la tendance centrale de la distribution de X , mais ne donne aucune indication sur la dispersion des valeurs de X autour de leur valeur moyenne.

5.5.2.2 Variance et écart types

La variance est outil mathématique permettant d'avoir une idée de la dispersion d'une distribution autour de sa moyenne. Elle est définie comme l'espérance du carré de la distance de X à sa moyenne μ (Carlton et Al, 2014), (Igor et Al, 2006).

$$Var(X) = E (X - \mu)^2 \quad (5.7)$$

Un inconvénient de la variance est qu'elle s'exprime en des unités qui sont les unités de la variable au carré. Ainsi, si X représente par exemple la consommation journalière d'un individu en matière d'eau en litre (L), la variance de X sera exprimée en L^2 .

Pour avoir une mesure de la dispersion qui s'exprime dans la même unité que la variable, on considère la racine carrée de la variance encore appelée écart-type (Carlton et al, 2014), (Igor et al, 2006).

$$\sigma X = \sqrt{Var(X)} \quad (5.8)$$

5.5.2.3 Moyenne

La moyenne est le quotient de la somme de toutes les valeurs de cette série par l'effectif total.

5.5.2.4 Coefficient de variation

Le coefficient de variation est défini comme le rapport de l'écart type sur la moyenne. Ce facteur adimensionnel caractérise la dispersion intrinsèque de la variable aléatoire.

$$C_v = \frac{\sigma(X)}{\bar{x}} \quad (5.9)$$

5.5.3 Lois de probabilité d'une variable aléatoire

Pour apprécier pleinement une variable aléatoire, il est important de connaître quelles valeurs reviennent plus fréquemment et quelles sont celles qui apparaissent plus rarement. Une variable aléatoire est totalement définie par sa loi de probabilité (Aliche2016). La notion de loi de distribution est considérée comme la propriété la plus importante d'une variable aléatoire. Les principales lois de distributions utilisées dans l'analyse fiabiliste : Loi uniforme, loi normale, log normale, loi de poisson et la loi de Weibull (voir Annexe 1). Dans ce qui suit nous présentons la loi uniforme que nous avons utilisée pour générer notre variable aléatoire.

✚ La loi uniforme continue

En théorie des probabilités et en statistiques, les lois uniformes continues forment une famille de lois de probabilité à densité caractérisées par la propriété suivante : tous les intervalles de même longueur inclus dans le support de la loi ont la même probabilité. Cela se traduit par le fait que la densité de probabilités de ces lois est constante sur leur support. La loi uniforme continue est une généralisation de la fonction rectangle à cause de la forme de sa fonction densité de probabilité. Elle est paramétrée par les plus petites et plus grandes valeurs a et b que les variables aléatoires uniforme peut prendre. Cette loi continue est souvent notée $U(a,b)$. La densité de probabilité de la loi uniforme continue est une fonction porte sur l'intervalle $[a,b]$:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{b-a} & \text{pour } a \leq x \leq b \\ 0 & \text{si non} \end{cases}$$

La fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \begin{cases} 0 & \text{pour } x < a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{pour } a \leq x \leq b \\ 1 & \text{pour } x \geq b \end{cases}$$

5.6 La théorie de la probabilité de défaillance

Elle vise à évaluer la probabilité de défaillance de la structure connaissant un critère d'état limite de la structure ainsi que la variabilité des paramètres qui interviennent dans ce critère. La probabilité de défaillance est définie comme la probabilité que ce critère soit dépassé. La structure est finalement considérée comme sûre si cette probabilité de défaillance est inférieure à une valeur référence appelée probabilité de défaillance acceptable. Cette théorie permet de connaître la probabilité P_f de se trouver dans le domaine de défaillance :

$$P_f = P_f(G(x) < 0) = P_f(R - S < 0) \quad (5.10)$$

La probabilité de défaillance est exprimée par intégration sur le domaine de défaillance de la densité de probabilité conjointe du vecteur aléatoire :

$$P_f = \int_{G(x) < 0} f(x) dx \quad (5.11)$$

$f(x)$ est la densité de probabilité conjointe du vecteur aléatoire.

En pratique, nous ne disposons pas généralement de la densité de probabilité conjointe du vecteur, nous devons nous contenter le plus souvent des lois marginales relatives à chaque variable. De plus, le domaine d'intégration peut être défini de façon implicite et complexe selon le modèle mécanique retenu, l'intégration multidimensionnelle n'est pas évidente, et engendre des erreurs de calcul d'ordre de grandeur souvent comparable à la probabilité de défaillance de ce fait la résolution analytique de l'analyse est difficile voire impossible.

Afin d'éviter l'intégration et d'apporter des précisions sur le calcul de la probabilité de défaillance, plusieurs méthodes de résolution ont ainsi été développées pour pallier ces difficultés. Pour la résolution de cette équation plusieurs méthodes sont proposées, ces méthodes sont illustrées dans la figure 5.3 suivante :

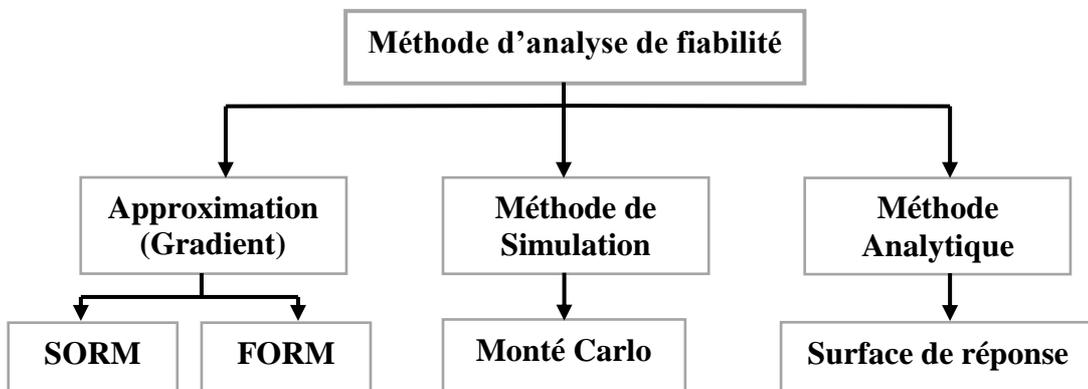


Figure 5.3 : Méthode d'analyse fiabiliste.

La distribution des variables aléatoires (X) et les propriétés des différentes fonctions de performance G(x) guident notre choix vers la méthode la mieux adaptée, celle de simulation de Monte Carlo classique. La simulation probabiliste est incontournable lorsqu'il s'agit de gérer des phénomènes aléatoires, elle permet d'aborder cette discipline réputée théorique et ardue, par la voie de l'expérimentation.

5.6.1 Simulation Monte Carlo classique

La simulation de Monte Carlo est la technique la plus ancienne et la plus intuitive d'évaluation de la probabilité de défaillance. Basée sur l'application de la loi des grands nombres, elle consiste à déterminer un estimateur Pf par succession de tirages aléatoires indépendants. On réalise ainsi un nombre Nt important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe (loi Uniforme). En générale la méthode de Monte Carlo consiste à résoudre un problème déterministe de nombreuses fois pour mettre en place une distribution statistique de la sortie (les variables de sortie : déplacements, contraintes,...). La figure 5.4 illustre le principe de la méthode de Monte-Carlo.

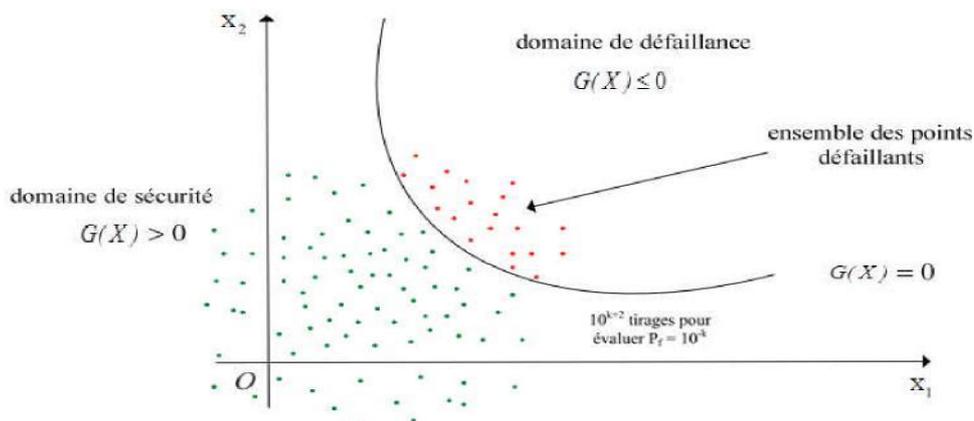


Figure 5.4 : Illustration de la simulation de Monte Carlo.

Les valeurs des variables de base (le vecteur {X}) sont échantillonnées aléatoirement en fonction des distributions de probabilité de {X}. Le nombre de tirage N sortant dans le domaine de défaillance Df, c'est-à-dire le nombre de tirage satisfaisant la condition de G(x) ≤ 0, est identifié. La probabilité de défaillance Pf est alors :

$$P_f = \int_{G(x) \leq 0} f(x) dx_1 \dots dx_n \quad (5.12)$$

La fonction Idf est une fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance, tel que (Mébarki, 2003) :

$$I_{Df} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(x) > 0 \end{cases} \quad (5.13)$$

Pour N simulations du vecteur aléatoire X , la probabilité de défaillance P_f est approchée par la moyenne des $P_i = I_{df}(x_i)$.

En pratique, la méthode des simulations de Monte Carlo n'est autre qu'une évaluation répétitive de la fonction d'état limite pour un nombre donné N de réalisation du vecteur X dans l'espace aléatoire.

La simulation directe, à partir d'un échantillon de taille N , est constituée de trois étapes (Lemaire et al, 2005) :

- génération de N vecteurs X , selon la loi conjointe de probabilité de densité f_X ;
- simulation du mécanisme de défaillance considéré pour l'échantillon ;
- vérification de l'obtention d'un état de défaillance ou non à partir de la fonction de défaillance.

Si N_f est le nombre de cas où $G(\{X\}) < 0$, l'estimation de la probabilité de défaillance P_f par un traitement statistique direct est donné comme suit :

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_{df}}{N_t} \quad (5.14)$$

Où N_t : est nombre de tirage effectué.

5.6.2 Etapes de la simulation Monte Carlo

La résolution de l'intégrale précédente (5.10), en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo, peut se résumer étape par étape selon le processus suivant (Désenfant et al, 2007) (Figure 5.5) :

- 1- Définir le mesurande, le processus de mesure, les facteurs d'influence et expliciter le modèle mathématique (les fonctions d'état limites). Cette étape est en fait commune à toutes les méthodes.
- 2- Associer à chaque grandeur d'entrée une distribution (normale, uniforme, etc.) ou une distribution conjointe dans le cas de variables corrélées.
- 3- Générer N réalisations de chaque grandeur d'entrée par tirage selon leur fonction de probabilité (PDF).
- 4- Évaluer la valeur de la fonction d'état limite, et selon le cas :
 - S'il y a défaillance, incrémenter le compteur des cas défaillants par rapport au nombre de tirage effectués.
 - S'il n'y a pas de défaillance, il n'y a pas d'incrément.

- 5- Répéter 1 a N jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint,
- 6- Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défaillants par rapport au nombre total des tirages effectués.

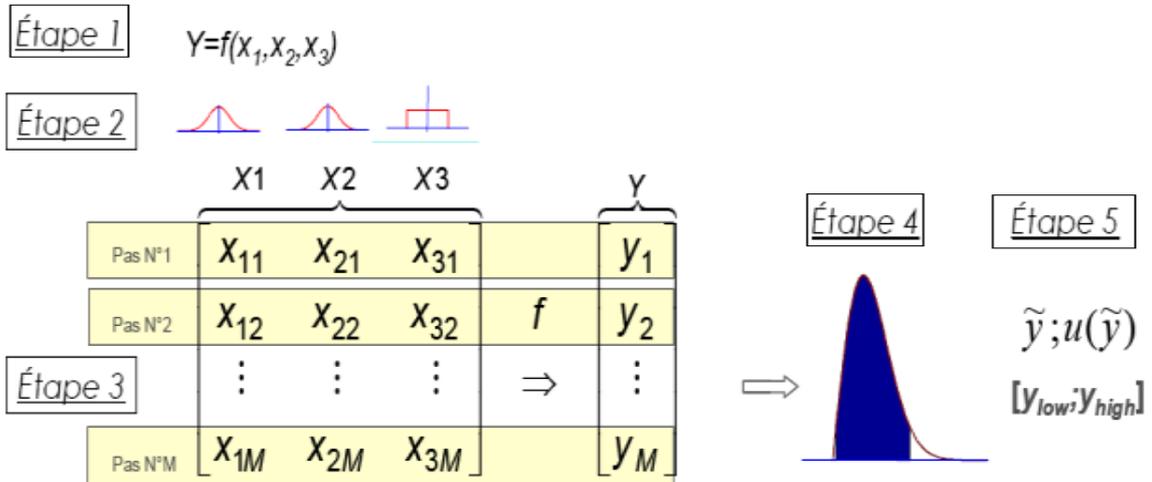


Figure 5.5 : Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo (Désenfant et al, 2007).

L'organigramme d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo est décrit dans la figure 5.6 :

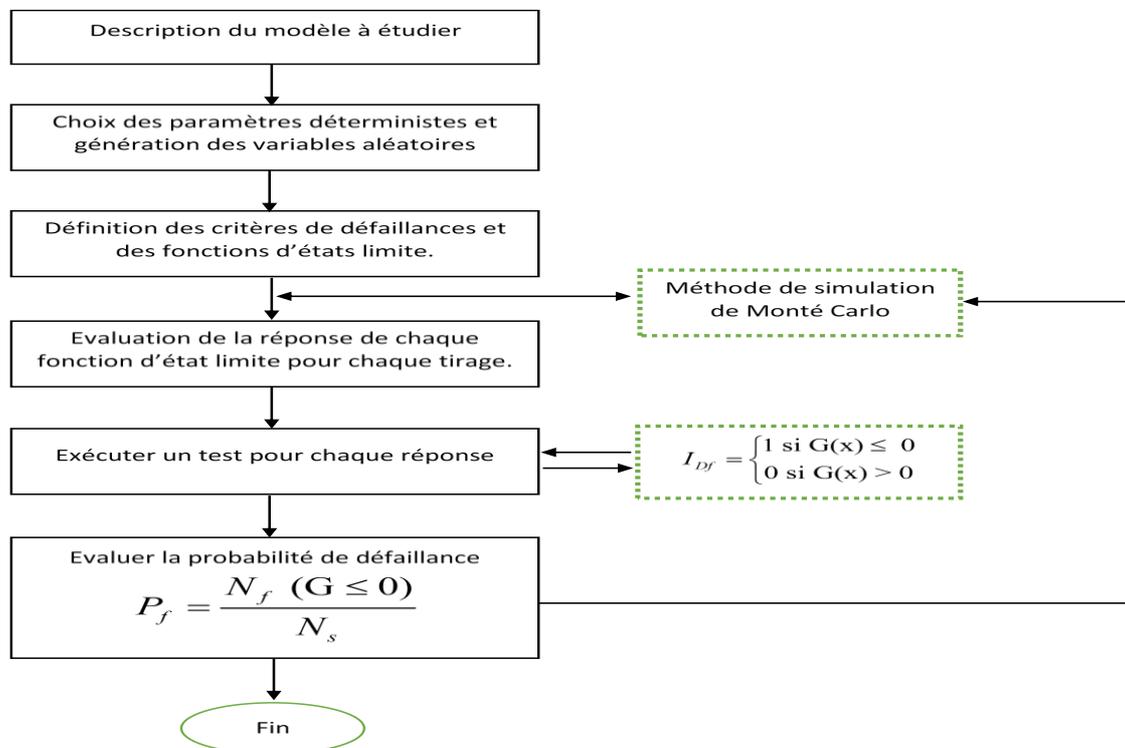


Figure 5.6 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.

5.7 Analyse fiabiliste du réseau d'AEP d'El Ménéaa

La fiabilité d'un réseau d'AEP consiste en sa capacité à assurer la déserte en eau à ses usagers en qualité et en quantité suffisante avec une pression minimale. La difficulté dans l'évaluation de la fiabilité provient de la nature incertaine des phénomènes mis en jeu sur la structure considérée (variabilités des propriétés des matériaux, imprécisions géométriques, aléas des chargements appliqués, ...), qui vont avoir un impact significatif sur les performances du système (Blanquart, 1981), (Wasserman, 2003). Le principe de sécurité adopté consiste au calcul déterministe :

$$0,5 < V < 1,5 \tag{5.15}$$

$$0.5 < P < 1.5 \tag{5.16}$$

5.7.1. Présentation du réseau à analyser

Dans le cadre de cette étude fiabiliste, nous nous intéressons à l'analyse d'une maille faisant partie du réseau ayant fait l'objet d'une analyse déterministe au quatrième chapitre. Cette maille est illustrée sur la figure 5.7 ci-dessous. Les caractéristiques de la maille autrement dit les tronçons des conduites et réservoir sont représentées dans le tableau 5.1 suivante :

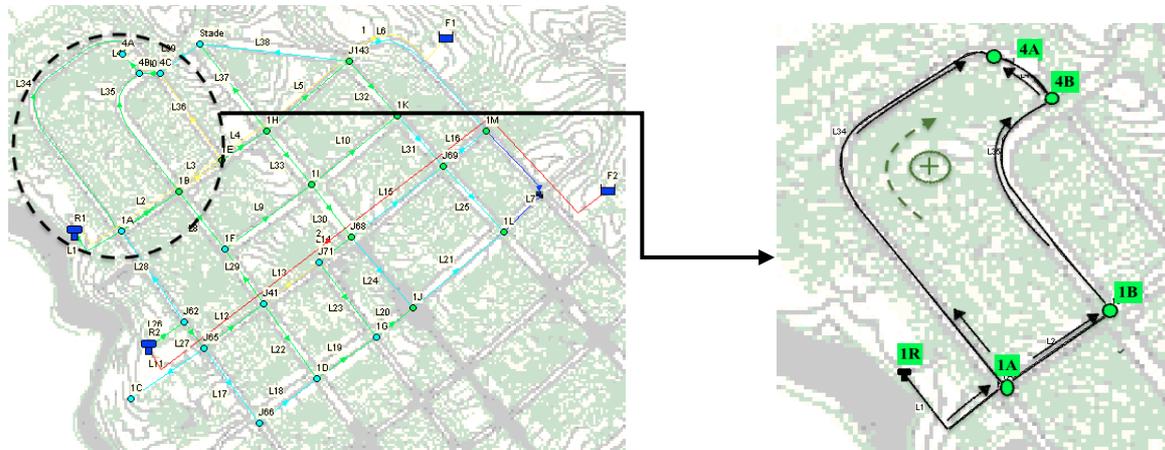


Figure 5.7 : La maille faisant l'objet de l'analyse fiabiliste.

Tableau 5.1 : Caractéristiques de la maille.

Tronçons	Sens	DN (mm)	L (ml)	Q (l/sec)	CTN amont	CTN aval
R - 1A	1	400,00	30,00	118,69	481,70	458,00
Maille N° 01						
1A - 1B	-1	400,00	253,00	104,36	458,00	454,00
1B-4B	-1	141,80	500,45	15,18	454,00	454,00
4B-4A	-1	110,80	10,00	5,0	454,00	453,00
1A-4A	1	141,80	876,15	12,03	458,00	453,00

5.7.2 Fonction d'état limite

Le niveau de la fiabilité d'un réseau d'AEP vis-à-vis de l'état limite qui caractérise la destruction des conduites est donné par une probabilité de défaillance P_f . Afin de quantifier un risque, il est nécessaire de définir une fonction d'état limite. Cette dernière délimite le domaine de bon fonctionnement du réseau d'AEP (domaine de sécurité) et constitue la frontière du domaine de défaillance. Cette fonction d'état limite G doit d'être dictée par la cause physique de la défaillance de façon à en obtenir une représentation réaliste (Dehmous, 2007). Pour le cas de la fiabilité d'un réseau d'AEP, les fonctions d'état limite sont définies pour la vitesse et la pression pour caractériser la destruction. Elle est donnée par la relation suivante :

$$G_1 = V > V_{max} \quad \text{si non} \quad V < V_{min} \quad (5.17)$$

$$G_2 = P > P_{max} \quad \text{si non} \quad P < P_{min} \quad (5.18)$$

avec :

V : la vitesse d'écoulement dans la conduite ;

V_{max} : c'est la vitesse maximal, $V_{max} = 1,5\text{m/s}$;

V_{min} : c'est la vitesse minimal, $V_{min} = 0,5\text{m/s}$;

P_{sol} : la pression au sol de chaque nœud ;

P_{max} : la pression maximale au nœud, $P_{max} = 1,5$ bars ;

P_{min} : la pression minimale au nœud, $P_{min} = 0,5$ bars.

Si ses états limite sont vérifiés, le réseau est stable. Pour un état de défaillance ces états limites ne sont pas vérifiés.

5.7.3 Identification des variables

Beaucoup de variables interviennent dans le calcul de la fiabilité d'un réseau d'AEP. Elles sont représentées dans le tableau 5.2 :

Tableau 5.2 : Identification des variables intervenant dans le calcul du réseau.

Variable	Unités	Observation
L'altitude "A"	[m]	Déterministe
La demande de base (le débit) "Q"	[l/s]	Déterministe
Le diamètre "D"	[mm]	Déterministe
La longueur "L"	[m]	Déterministe
La charge totale du forage	[m]	Déterministe
Le coefficient de rugosité "Chw"	-	Aléatoire

La sélection de la variable aléatoire est une étape cruciale pour le modèle fiabiliste qui nécessite une connaissance fine du réseau d'aep. Pour notre analyse fiabiliste la variable aléatoire considérée est le coefficient de rugosité de "Chw".

La rugosité définit l'état de la surface interne de la conduite. Elle décrit son degré d'aspérité, et peut avoir ou non une unité selon les auteurs qui l'utilisent dans les formules de calcul des pertes de charge. Ce coefficient de rugosité intervient dans le calcul, et caractérisera la loi de probabilité. Celui-ci varie en fonction de la matière le constituant et l'ancienneté de la conduite comme l'illustre les tableaux 5.3 et 5.4 suivants :

Tableau 5.3 : Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs.

Matériau	Coeff. Hazen-Williams (universel)	ϵ de Darcy-Weisbach (mm)	N de Manning (universel)
Fonte revêtue	130 – 140	0,25	0 ,012 – 0,015
Béton ou Revêt de Béton	120 – 140	0 ,3 – 3,0	0 ,012 – 0,017
Fer Galvanisé	120	0,15	0 ,015 – 0,017
Plastic	130 – 150	0,0015	0 ,011 – 0,015
Acier	130 – 150	0,03	0 ,015 – 0,017
Céramique	110	0,3	0 ,013 – 0,015

Tableau 5.4 : Coefficients de Rugosité de Hazen Williams.

Coeff. Hazen-Williams (universel)	Conduite neuve	Conduite vétuste
Plastic	140 – 150	95
Acier	140 – 150	96

5.7.4 Génération de la variable aléatoire

La variable aléatoire considérée (coefficient de rugosité de Hazen Williams) est générée par une loi Uniforme. Celle-ci est paramétrée par les plus petites et plus grandes valeurs a et b que les variables aléatoires uniforme peut prendre ce qui est le cas pour notre variable aléatoire. En effet le coefficient de rugosité est un ensemble de valeur qui a une valeur maximale et une valeur minimale.

Au coure d'une vie d'un réseau, il a été mis en évidence que les conduites le constituant vont vieillir de manière aléatoire. Cela ne se fera pas au même degré ni au même temps. C'est pour cette raison que nous allons générer notre variable aléatoire sur 5 tançons de manière à avoir des coefficients de rugosité différents.

5.7.4.1 Les paramètres caractérisant la loi uniforme sont

Valeur Max = Chw des conduites neuves. Prise égale à 136.

Valeur Min = Chw des conduites vétustes. Prise égale à 95.

5.7.4.2 Etapes de génération de la variable aléatoire sous Excel

- ✓ **Etape 1 :** Commande sur Excel[®] → données → Utilitaire d'analyse

Une boîte de dialogue (figure 5.8) apparaît : sélectionné Génération de nombres aléatoires.

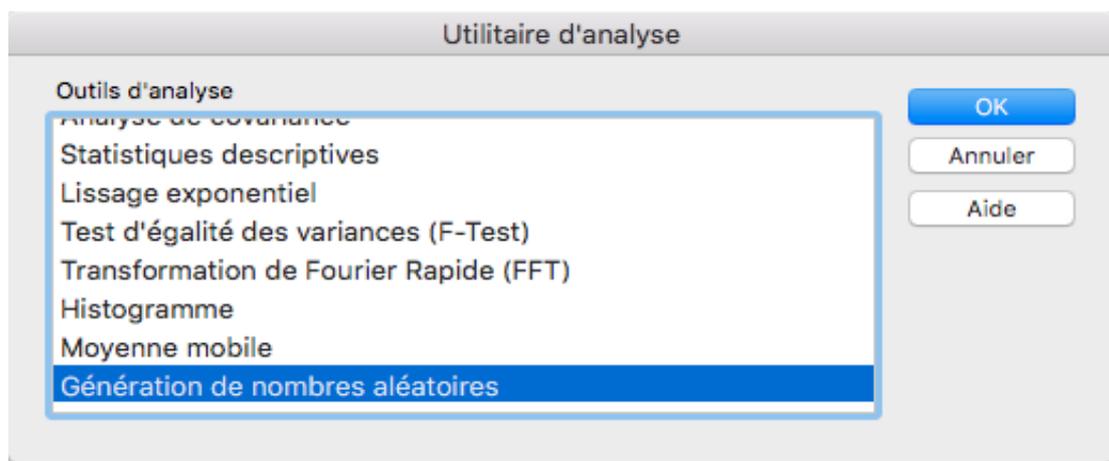


Figure 5.8 : Première étape pour générer une loi uniforme de la rugosité "Chw" Sur Microsoft Excel[®].

- ✓ **Etape 2 :** Introduire les paramètres de la variable aléatoire « Chw » (valeur maximale et valeur minimale), le nombre de tronçons sur les quels nous allons générer le coefficient de rugosité, ainsi que le nombre de tirages. (Figure 5.9).



Figure 5.9 : Deuxième étape pour générer une loi uniforme de la rugosité "Chw" Sur Microsoft Excel[®].

- ✓ **Etape 3 :** Les résultats obtenus pour la génération d'une loi uniforme sont représentés en Annexe 2. L'histogramme de distribution de la distribution de la variable aléatoire « Chw » est représenté sur la figure 5.10, celle-ci montre parfaitement l'uniformité de la variable aléatoire. La fonction de densité est représenté en figure 5.11.

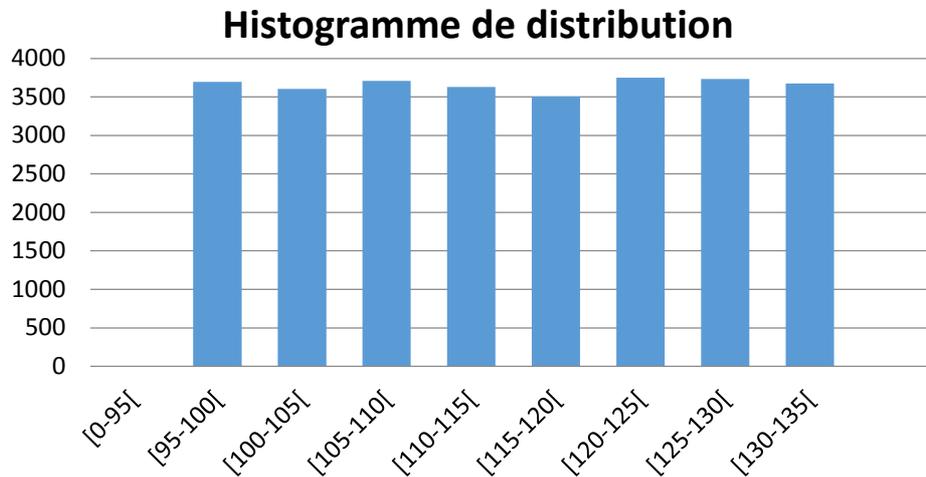


Figure 5.10 : Histogramme de distribution de la variable aléatoire « Chw ».

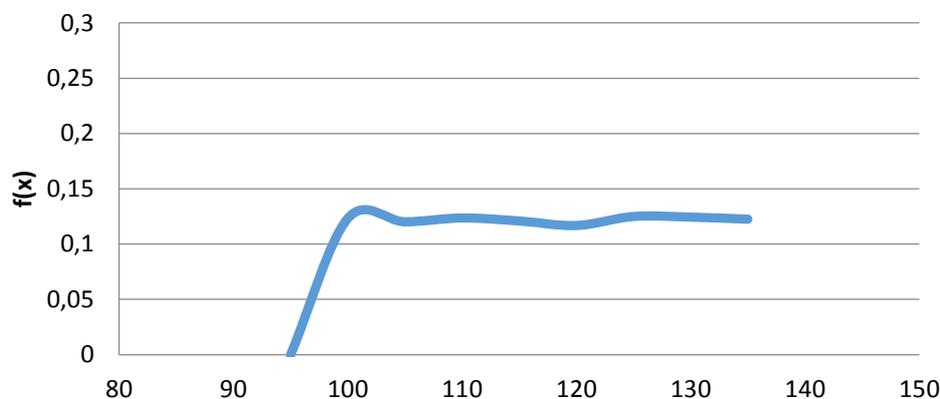


Figure 5.11 : Fonction de densité de la variable aléatoire « Chw ».

5.7.5 Organigramme de calcul

La méthodologie d'évaluation de la fiabilité du réseau d'AEP, requière la mise en œuvre de multiples calculs et l'échange de plusieurs données. À cet effet, nous avons développé un programme de calcul, sous Excel[®], qui nous permet d'évaluer la probabilité de défaillance de la maille extraite du réseau d'AEP sous l'effet de la rugosité. La figure (5.12) illustre de manière simplifiée le fonctionnement global du programme de calcul développé.

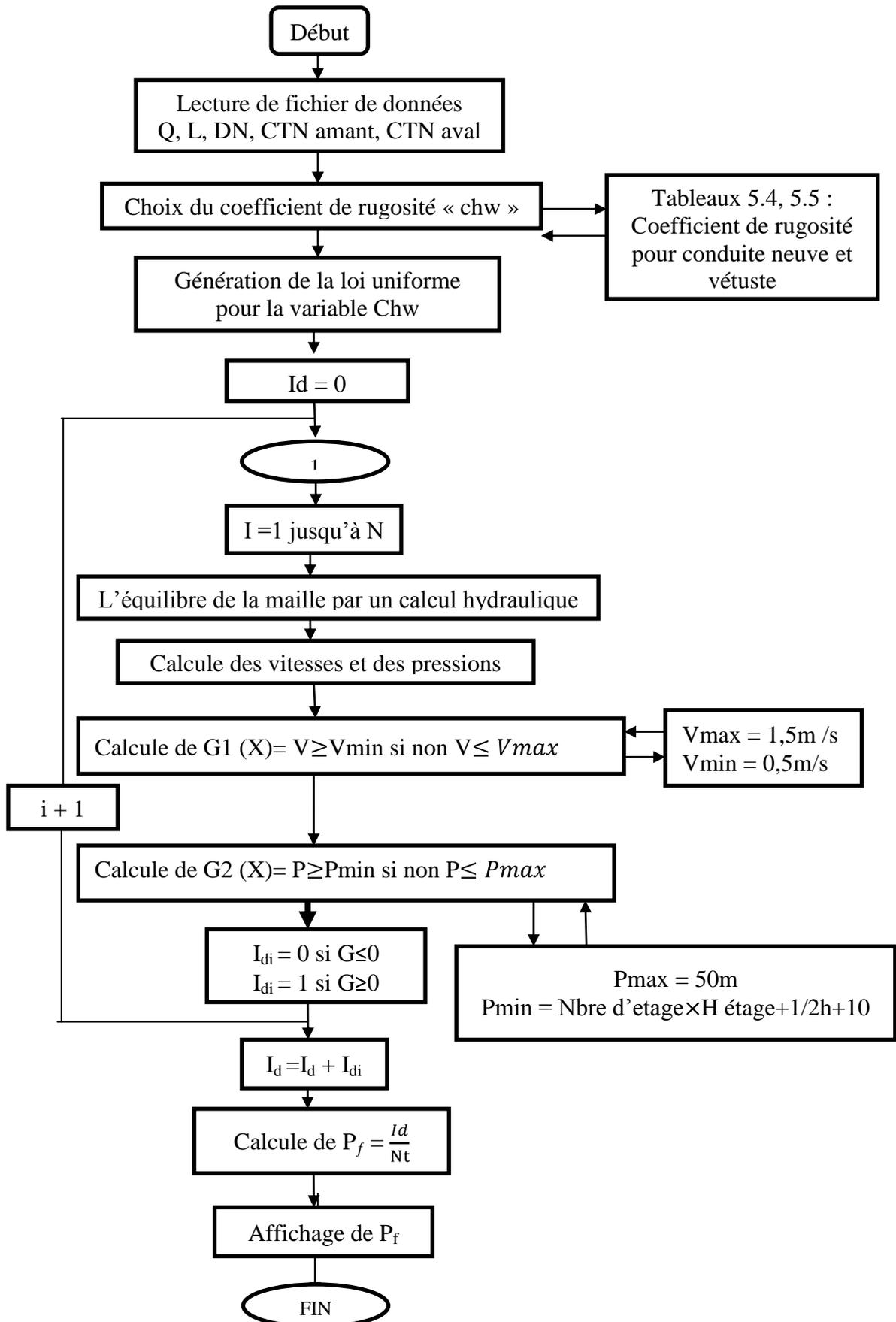


Figure 5.12: Organigramme de calcul.

5.7.6 Evaluation de la probabilité de défaillance P_f

La probabilité de défaillance P_f est évaluée en se basant sur les fonctions d'états limites et ce pour différents tronçons de la maille extraite du réseau d'AEP d'El Ménéaa après l'avoir équilibré. Cette probabilité de défaillance est déduite par la méthode de Monte Carlo conformément à l'équation (5.14), et à l'organigramme élaboré. le détail du calcul est en Annexe 2. Le nombre de tirage est fixé à 32 000 après teste de convergence illustré, pour le tronçon 1A – 1B, sur les figures 5.13 pour la vitesse et 5.14 pour la pression suivantes :

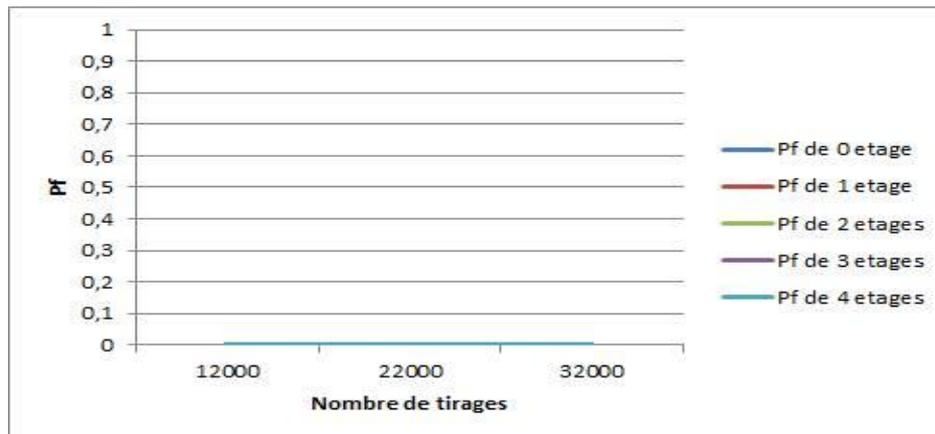


Figure 5.13 : Courbe de l'évolution de P_f pour l'état limite de vitesse en fonction du nombre de tirage pour 1A-4A.

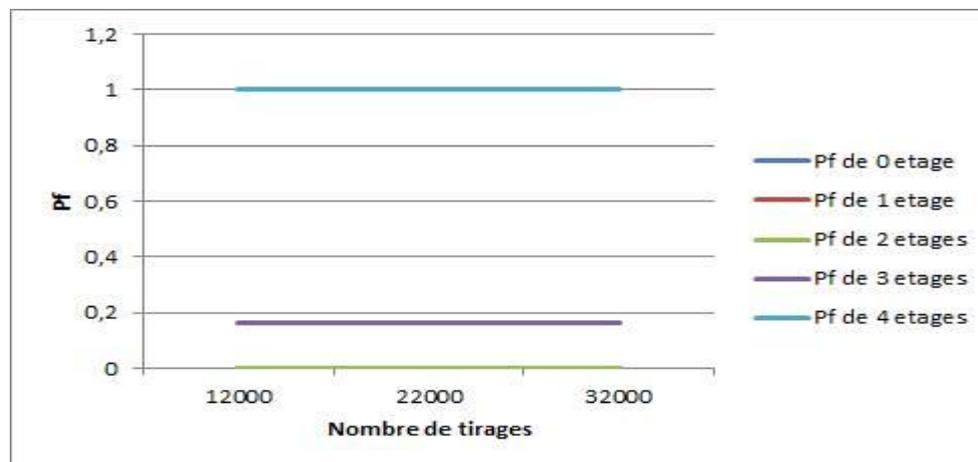


Figure 5.14 : Courbe de l'évolution de P_f pour l'état limite de pression en fonction du nombre de tirage pour 1A-4A.

Les résultats de calcul des fonctions d'état limite $G_1(X)$ et $G_2(X)$, ainsi que du test sur l'indicateur I_d sont présentés en annexe 2. L'évaluation de la probabilité de défaillance P_f obtenus pour les différents tronçons des conduites en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir et ce pour différents niveaux d'étages est illustrées dans ce qui suit :

5.7.6.1 Le réservoir plein $H_e = 4m$

La probabilité de défaillance P_f est obtenue pour les différents niveaux et pour les deux fonctions d'états limite de pression et de vitesse.

a. Etat limite de pression

Les résultats de probabilité de défaillance obtenus pour différents étages (0, 1, 2, 3, et 4) sont illustrés dans les tableaux (5.5, 5.6, 5.7, 5.8, 5.9) et les figures (5.15, 5.16, 5.17, 5.18, 5.19) suivants :

Tableau 5.5 : P_f obtenu pour 0 étage.

Nœuds	P_f
1A	0
1B	0
4A	0
4B	0

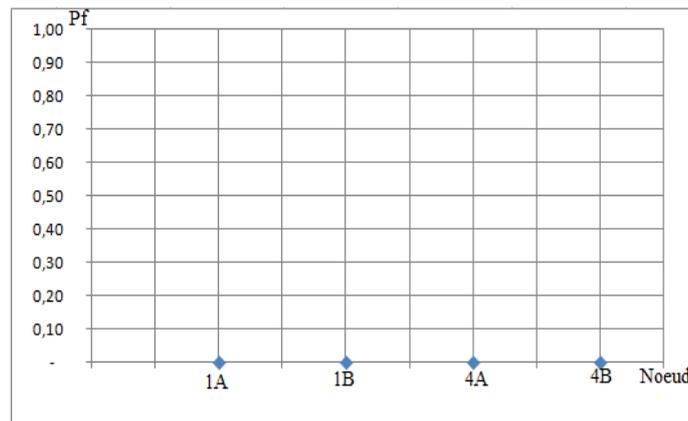


Figure 5.15 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 0 niveau.

Tableau 5.6 : P_f obtenu pour 1 étage.

Nœuds	P_f
1A	0
1B	0
4A	0
4B	0

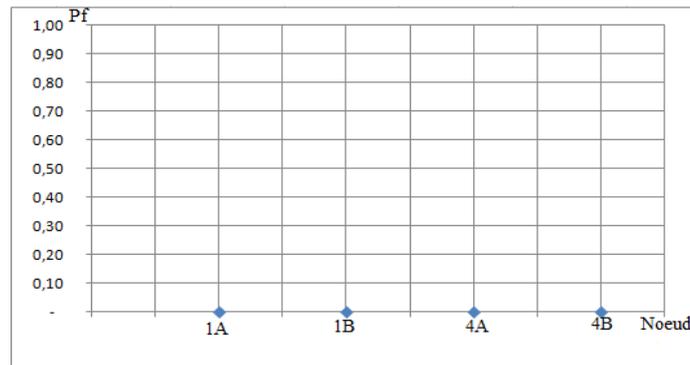


Figure 5.16 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 1 niveau.

Tableau 5.7 : P_f obtenu pour 2 étages.

Nœuds	P_f
1A	0
1B	0
4A	0
4B	0

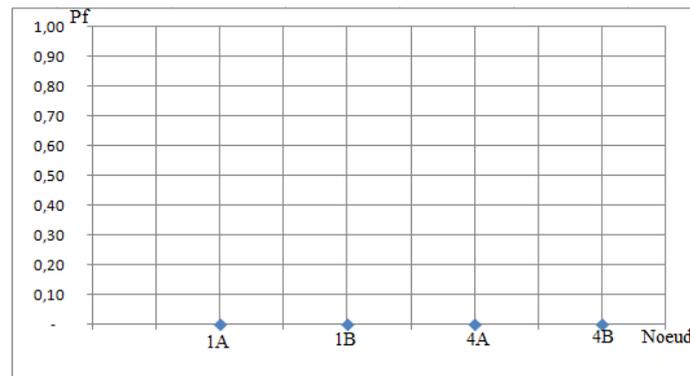


Figure 5.17 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 2 niveaux.

Tableau 5.8 : P_f obtenu pour 3 étages.

Nœuds	P_f
1A	0
1B	0
4A	0
4B	0

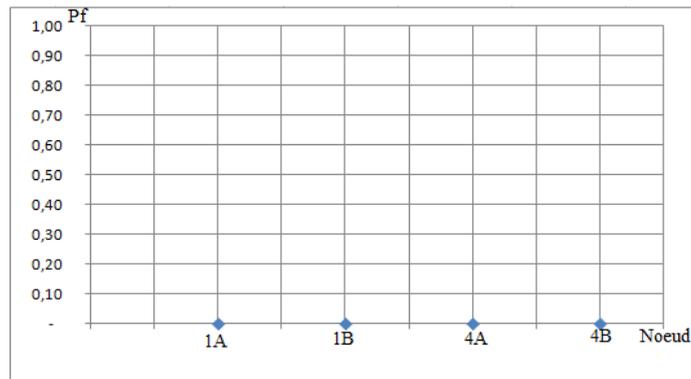


Figure 5.18 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 3 niveaux.

Tableau 5.9 : P_f obtenu pour 4 étages.

Nœuds	P_f
1A	0
1B	0
4A	0,6182
4B	0

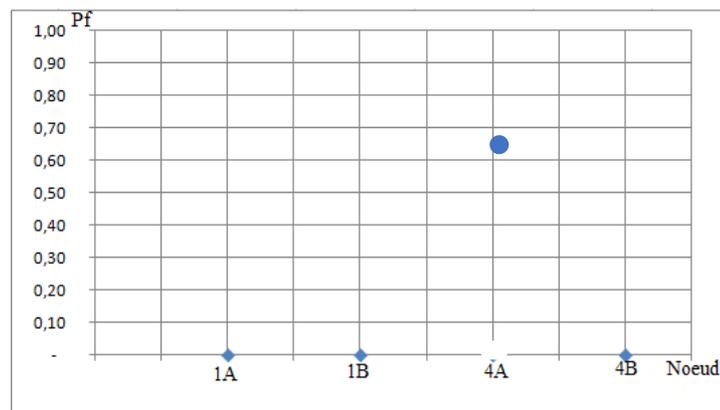


Figure 5.19 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 4 niveaux.

Les résultats montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle dans tous les cas de figure à l'exception du nœud 4A au quatrième niveau. La probabilité de défaillance dans ce nœud dépasse la valeur admissible, à savoir $P_f = 10^{-3}$.

b. Etat limite de vitesse

La probabilité de défaillance pour la fonction d'état limite de vitesse est calculée pour les différents étages tels que l'illustre les tableaux (5.10, 5.11, 5.12, 5.13, 5.14) et les figures (5.20, 5.21, 5.22, 5.23, 5.24).

Tableau 5.10 : Pf obtenu pour 0 étage.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

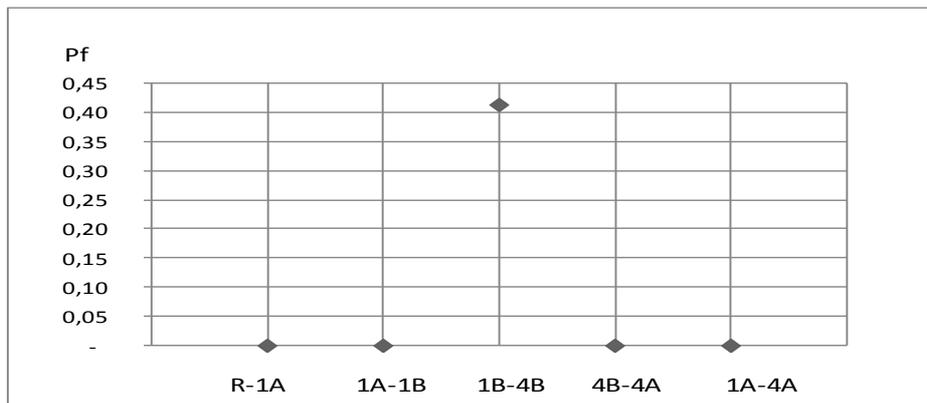


Figure 5.20 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 0.

Tableau 5.11 : Pf obtenu pour 1 étage.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

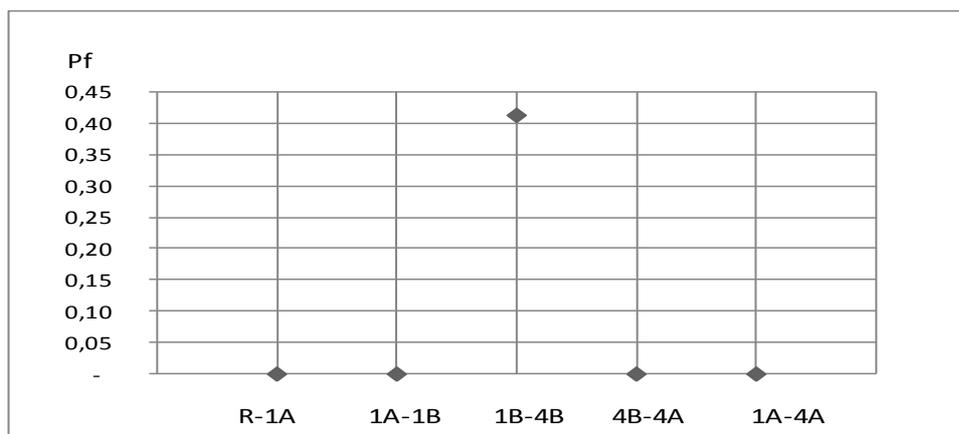


Figure 5.21 : Courbe de probabilité P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 1.

Tableau 5.12 : Pf obtenu pour 2 étages.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

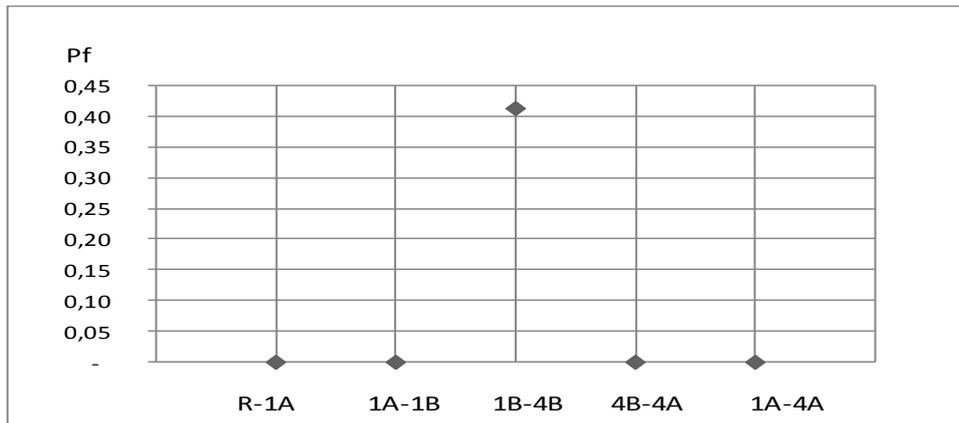


Figure 5.22 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 2.

Tableau 5.13 : Pf obtenu pour 3 étages.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

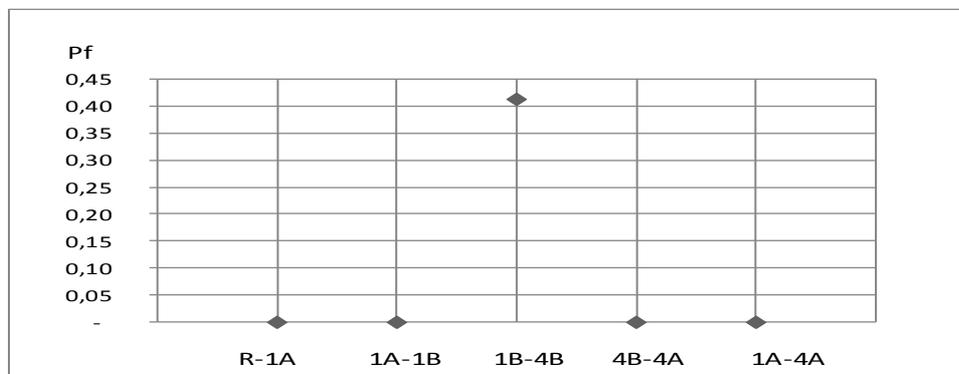
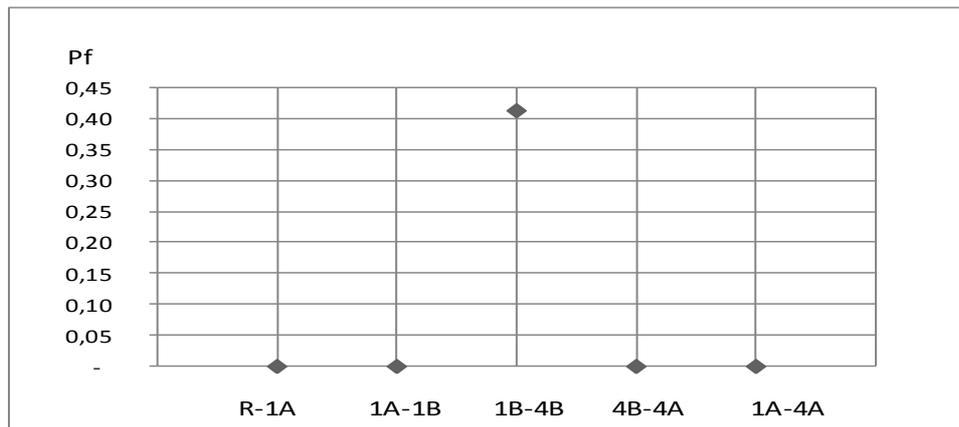


Figure 5.23 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 3.

Tableau 5.14 : Pf obtenu pour 4 étages.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

**Figure 5.24 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 4 niveaux.**

Les résultats montrent que la probabilité de défaillance est nulle dans tous les tronçons et ceux pour tous les niveaux d'étages à l'exception du tronçon 1B – 4B. Notons effectivement que ce tronçon présente des vitesses faibles en calcul déterministe. La P_f dépasse celle admissible pour les ouvrages de génie civil. Le mode de défaillance est le dépôt solide qui à long terme va entraîner le colmatage de la canalisation.

5.7.6.2 Le réservoir au niveau minimal

La probabilité de défaillance P_f est évaluée pour les deux fonctions d'état limite de pression et de vitesse pour différents niveaux d'étages.

a) Etat limite de pression

La probabilité de défaillance P_f est calculée pour les différents niveaux (étages) et est illustrée dans les tableaux (5.15, 5.16, 5.17, 5.18, 5.19) et les figures (5.25, 5.26, 5.27, 5.28, 5.29) ci-dessous :

Tableau 5.15 : Pf obtenu pour 0 étage.

Nœuds	Pf
1A	0
1B	0
4A	0
4B	0

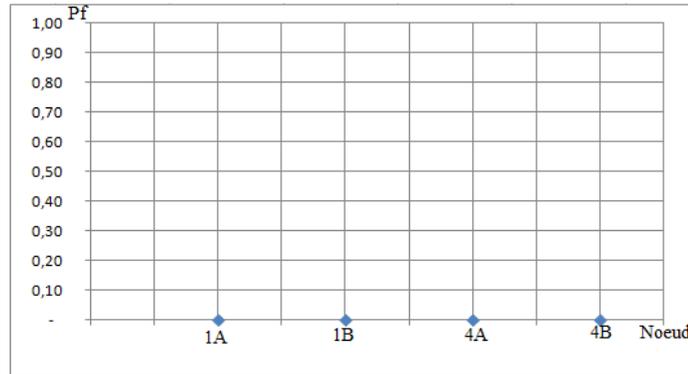


Figure 5.25 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 0 niveau.

Tableau 5.16 : Pf obtenu pour 1 étage.

Nœuds	Pf
1A	0
1B	0
4A	0
4B	0

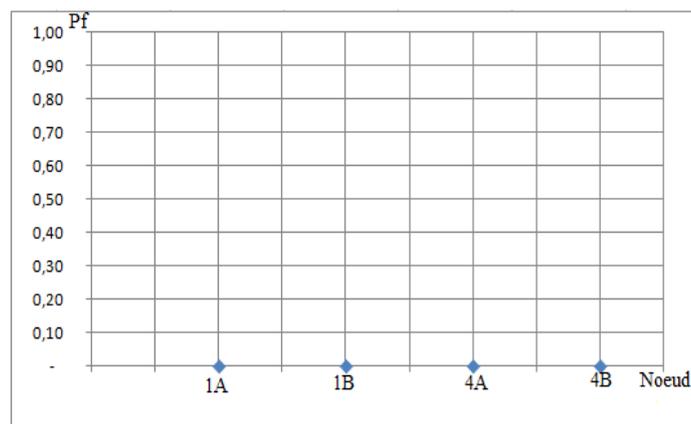


Figure 5.26 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 1 niveau.

Tableau 5.17 : Pf obtenu pour 2 étages.

Nœuds	Pf
1A	0
1B	0
4A	0,0097
4B	0

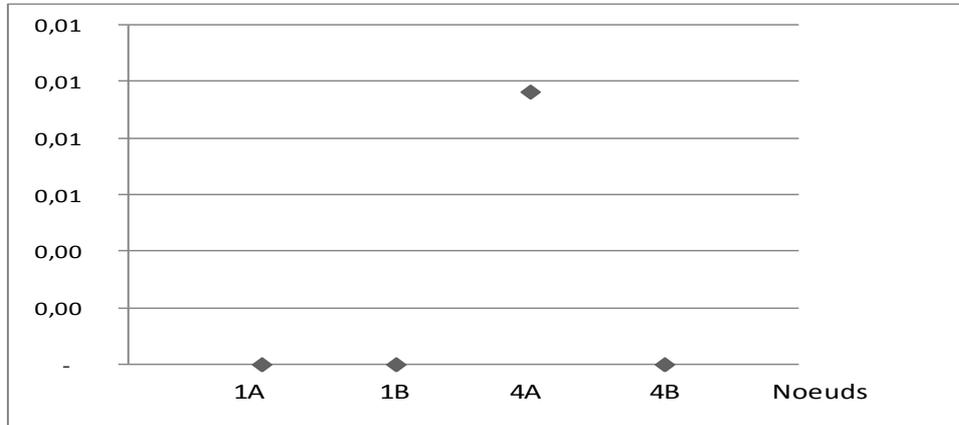


Figure 5.27 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 2 niveaux.

Tableau 5.18 : Pf obtenu pour 3 étages.

Nœuds	Pf
1A	1,00
1B	0
4A	0,9932
4B	0

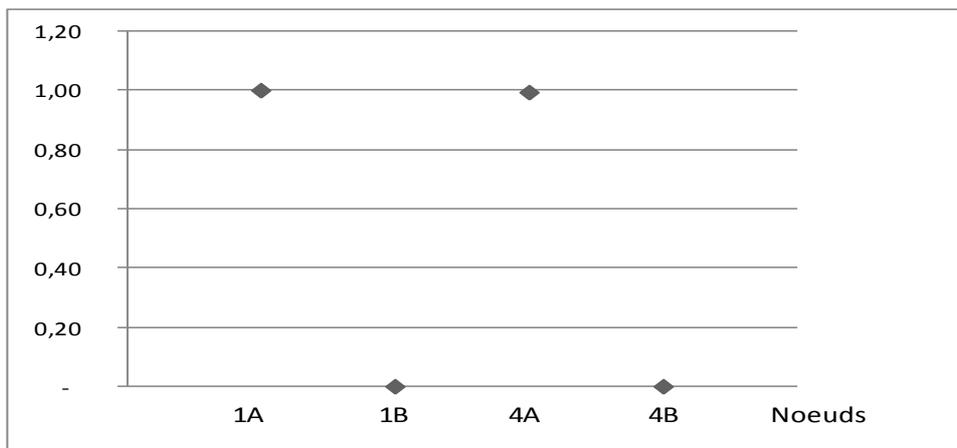
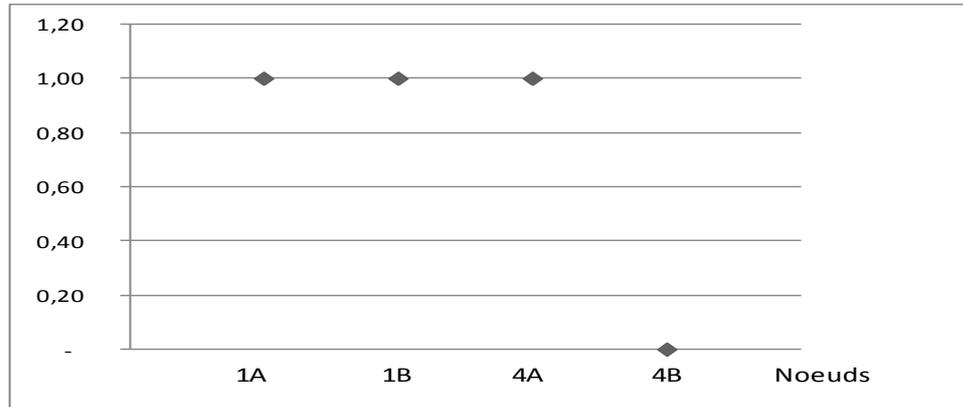


Figure 5.28 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 3 niveaux.

Tableau 5.19 : Pf obtenu pour 4 étages.

Nœuds	Pf
1A	1,00
1B	1,00
4A	0,9999
4B	0

**Figure 5.29 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour 4 niveaux.**

Les résultats montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle au niveau 0 et 1 et ce dans tous les nœuds, mais elle apparaît à partir du niveau 2 au nœud 1A et en augmentant la hauteur d'étage, elle augmente aussi et apparaît on d'autres nœuds. Notons que cette probabilité de défaillance dépasse la valeur admissible. L'idée est de connaître à quelle hauteur d'eau nous pouvons atteindre P_f admissible.

b) Etat limite de vitesse

Les résultats de la probabilité de défaillance pour la fonction d'état limite de vitesse sont illustrés dans les tableaux (5.20, 5.21, 5.22, 5.23, 5.24) et les figures (5.30, 5.31, 5.32, 5.33, 5.34).

Tableau 5.20 : Pf obtenu pour 0 étage.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

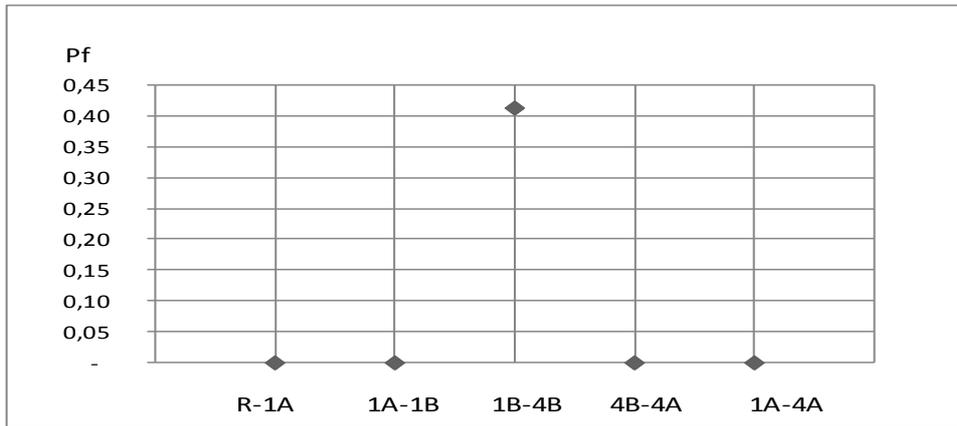


Figure 5.30 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 0.

Tableau 5.21 : P_f obtenu pour 1 étage.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

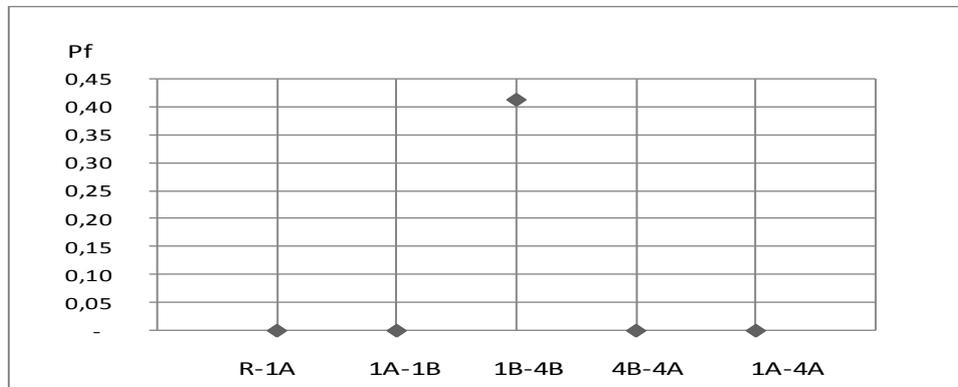


Figure 5.31 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 1.

Tableau 5.22 : P_f obtenu pour 2 étages.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

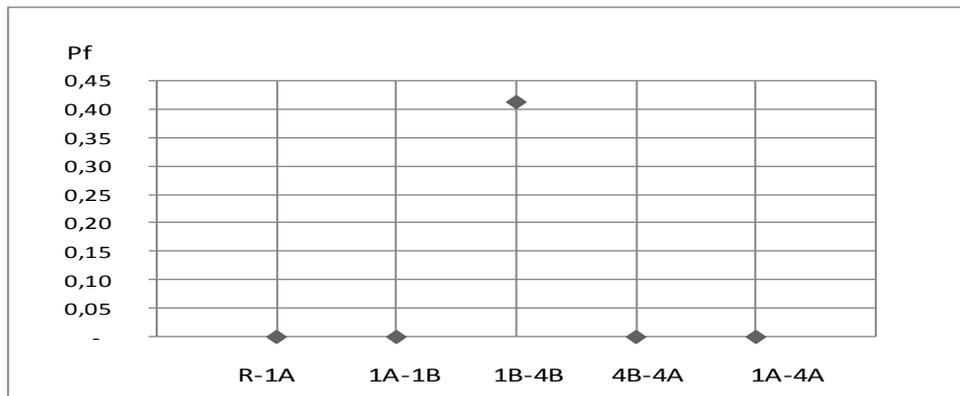


Figure 5.32 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 2.

Tableau 5.23 : P_f obtenu pour 3 étages.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

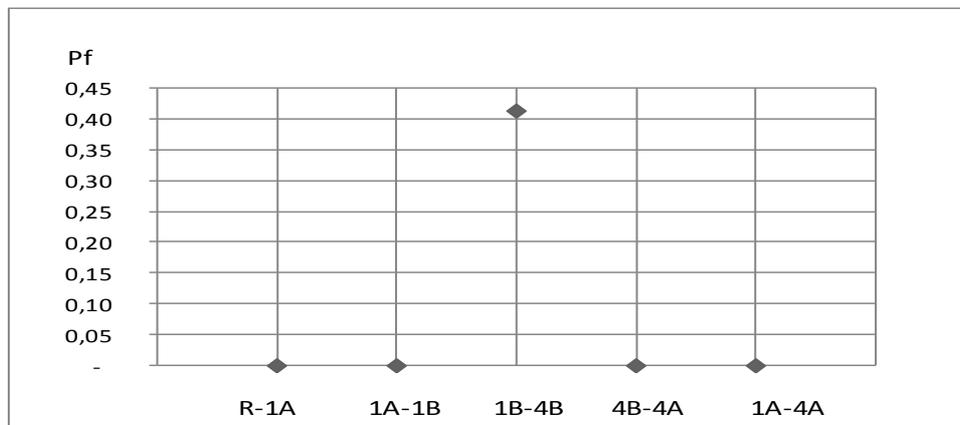


Figure 5.33 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 3.

Tableau 5.24 : P_f obtenu pour 4 étages.

tronçons	Pf
R - 1A	0
1A - 1B	0
1B-4B	0,41
4B-4A	0
1A-4A	0

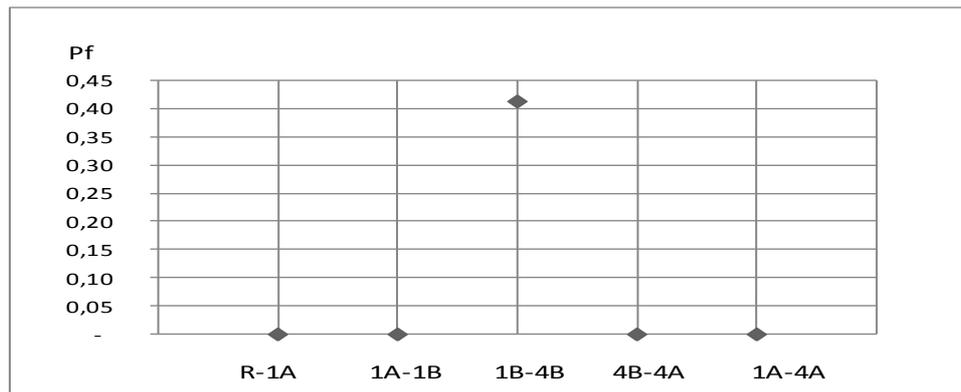


Figure 5.34 : Courbe de probabilités P_f en fonction du coefficient de rugosité pour le niveau 4.

Les résultats montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle dans tous les tronçons à l'exception du tronçon 1B-4B. Notons que cette P_f présente la même valeur que lorsque le réservoir est plein.

Dans le modèle fiabiliste, il y'a lieu à l'avenir d'introduire la relation $Q=f(H_e)$ basée sur la théorie de Bernoulli pour le débit à travers un orifice.

5.7.7 Optimisation de la hauteur d'eau dans la cuve du réservoir

Pour assurer une probabilité de défaillance admissible nous avons mené une étude d'optimisation de la hauteur d'eau dans un réservoir. A cet effet, nous avons fixé une probabilité cible $P_f=10^{-3}$ et recherché la hauteur d'eau dans le réservoir dans les différents niveaux d'étage. Les résultats sont présentés dans le tableau 5.25 et illustré sur la figure 5.35..

Tableau 5.25 : Hauteur d'eau optimal pour chaque niveau.

Niveaux	RDC	1 ^{er} N	2 ^{eme} N	3 ^{eme} N	4 ^{eme} N
He	0	0	0,29	3,31	6,27
Pf	10^{-3}				
Nœuds	-	-	4A	1A, 4A	1A, 4A, 1B

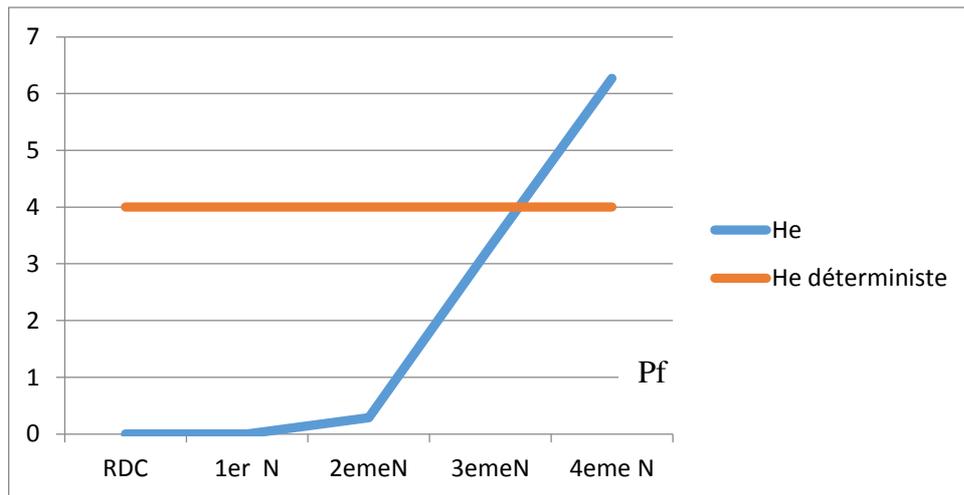


Figure 5.35 : Courbe de l'évolution de la hauteur d'eau dans le réservoir en fonction du niveau d'étages.

Une étude d'optimisation de la hauteur d'eau dans le réservoir a été effectuée, pour une probabilité de défaillance cible, et ce la dans différents niveaux. La hauteur d'eau dans la cuve qui nous permet d'être dans la sécurité est $He = 6,27$ m.

Critique

L'étude fiabiliste a mis en évidence les insuffisances du calcul déterministe du réseau d'AEP. D'un premier point de vue, les vitesses dans les tronçons sont très faibles car les diamètres ont été surdimensionnés. Afin de mettre sur pied notre réseau et garantir la desserte en eau avec des vitesses admissibles, nous proposons de réduire les diamètres des conduites. D'un autre point, les pressions qui ont été admissibles en déterministe, à long terme ces pressions ne le seront plus et engendreront des défaillances dans le réseau, pour cela, il est nécessaire de surélever le réservoir afin d'avoir des pressions admissibles.

Conclusion

Dans ce dernier chapitre nous avons procédé à l'analyse fiabiliste du réseau d'AEP. Les fonctions d'états limites sont obtenues par le calcul déterministe. La variable aléatoire choisie et le coefficient de rugosité « Chw », représenté par une loi de distribution, type uniforme. Le nombre de tirage est fixé à 32000. Les résultats ont montré que la Pf vis-à-vis de l'état limite de vitesse est nulle quelque soit le niveau d'étage et quelque soit la hauteur d'eau dans la cuve du réservoir à l'exception du tronçon 1B-4B dont la vitesse obtenue par le calcul déterministe est inférieure à la vitesse minimale. Pour l'état limite de pression, la probabilité de

défaillance augmente en fonction des étages et la hauteur du niveau d'eau dans le réservoir. La hauteur d'eau dans la cuve qui donne une probabilité de défaillance nulle est a $H_e = 6,27\text{m}$. Pour l'état limite de pression la P_f augmente avec le niveau d'étages en fonction du niveau d'eau dans la cuve du réservoir.

Une analyse déterministe est nécessaire, mais elle doit être consolidée par une analyse fiabiliste qui est primordiale en BET lors de la conception.

Conclusion générale

Pour l'analyse du réseau d'AEP, nous avons étudié dans notre mémoire deux méthodes. Une approche déterministe et une méthode fiabiliste.

La méthode déterministe, reposant sur un calcul hydraulique par le biais d'une simulation par le logiciel Epanet, a permis de vérifier les vitesses et les pressions par rapport aux valeurs admissibles. Les résultats obtenus ont montré que les pressions aux nœuds sont dans les limites admissibles. Quant aux vitesses, elles sont vérifiées pour la plus large partie quant aux tronçons représentant des vitesses faibles, des organes hydrauliques sont projetés.

Pour une meilleure précision de la marge de sécurité du réseau. Une approche fiabiliste est nécessaire. La méthode utilisée est la simulation de Monte Carlo classique, en tenant compte de la variable aléatoire qui est le coefficient de rugosité « Chw », générée par une loi de distribution uniforme.

Pour ce calcul fiabiliste, nous avons extrait une maille du réseau avec ses caractéristiques tirées d'Epanet. Nous avons mis sur pied un programme sur un classeur Excel facile d'utilisation par les ingénieurs et qui constitue un outil d'aide à la décision.

Nous avons pu mettre en évidence que la probabilité de défaillance varie en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir de stockage.

En considérant le réservoir plein en premier temps la probabilité de défaillance enregistrée est $P_f=0,62$, uniquement pour le dernier niveau dans un seul nœud.

Cependant, en deuxième temps, en considérant que le réservoir est à son niveau minimal. La condition de la stabilité n'est pas vérifiée pour l'ensemble des nœuds à l'exception d'un seul. La probabilité de défaillance pour le dernier niveau $P_f = 3$ ($P_f > P_{f \text{ limit}}$).

Par ailleurs l'optimisation de la hauteur d'eau dans le réservoir nous a mené à conclure qu'il est nécessaire de prendre en compte tous les paramètres possibles afin d'assurer la déserte en eau avec des pressions et vitesses admissibles aux différents points du réseau.

La méthode déterministe, est le noyau vivant qui conduit à une élaboration générale d'une sécurité lors de la réalisation mais reste insuffisante étant donné qu'elle ne prend pas en considération l'évolution des aléas et incertitudes dans le dimensionnement des ouvrages.

Dans notre étude nous avons mis en évidence l'effet du vieillissement du réseau sur son comportement. Il serait intéressant de vérifier les réseaux après une analyse déterministe par une étude fiabiliste au stade de la conception en bureau d'étude.

1. Lois de probabilité et tests statistiques

1.1 Lois de probabilité usuelles en fiabilité

Il existe un grand nombre de lois de distribution décrivant les variables aléatoires dans la littérature. Nous présentons, dans ce qui suit les lois de probabilités les plus utilisées dans les études de Génie Civil, à savoir la loi normale, log-normale, Weibull, la loi exponentielle et la loi uniforme.

1.1.1 Loi normale

Ou appelée aussi ou loi de Gauss, elle apparaît naturellement dans les phénomènes aléatoires dont la base physique est de nature microscopique mais observée à l'échelle macroscopique. En d'autres termes, la distribution gaussienne est la loi de toute variable dont les valeurs résultent de la contribution d'une multitude de facteurs indépendants. Elle traduit généralement bien les erreurs de précision d'implantation et les grandeurs géométriques. La loi normale est enfin souvent adoptée comme approximation d'autres lois. La loi normale est très répandue parmi les lois de probabilité car elle s'applique à de nombreux phénomènes. La loi de distribution normale, notée $X \rightarrow N(\mu, \sigma^2)$ est définie par la moyenne μ , et l'écart type $\sigma^2 > 0$. Elle est caractérisée par :

- la fonction de Densité de probabilité définie pour tout nombre réel x par la relation (A.1) (Walpole, 2006) :

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma \times \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \times \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2 \right] \quad (1.1)$$

- La fonction densité de probabilité de la loi normale est continue et strictement positive. Elle est strictement croissante sur l'intervalle $[-\infty, \mu]$, et strictement décroissante sur l'intervalle $[\mu, +\infty]$, elle vérifie $f(\mu+x) = f(\mu-x)$ et (Carlton et al, 2014) (Walpole, 2006):

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma \times \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \times \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2 \right] dx = 1 \quad (1.2)$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma \times \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \times \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2 \right] dx = \mu \quad (1.3)$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma \times \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \times \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2 \right] dx = \sigma^2 \quad (1.4)$$

➤ La fonction de répartition de la loi normale est donnée par la formule :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_0^x \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dx \quad (1.5)$$

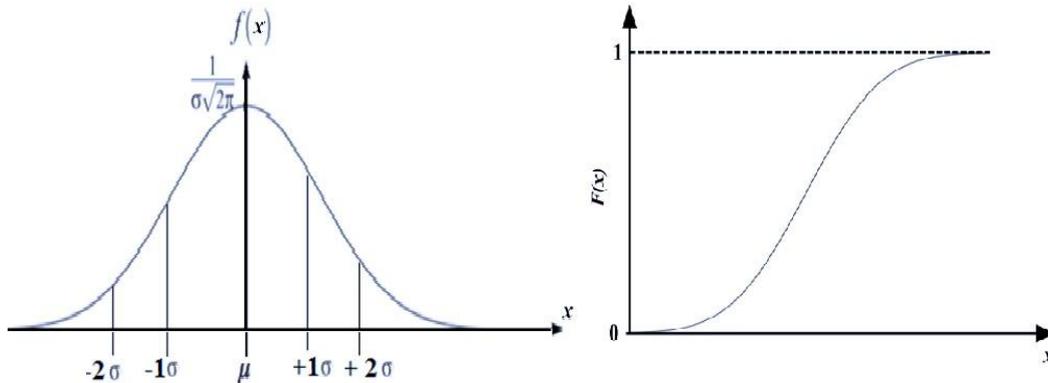


Figure 1.1: La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.

La loi normale est assez simple puisqu'elle est caractérisée totalement par deux paramètres : son espérance (sa moyenne) et sa variance (ou l'écart-type). Plus σ est petit plus la probabilité se concentre vers la moyenne.

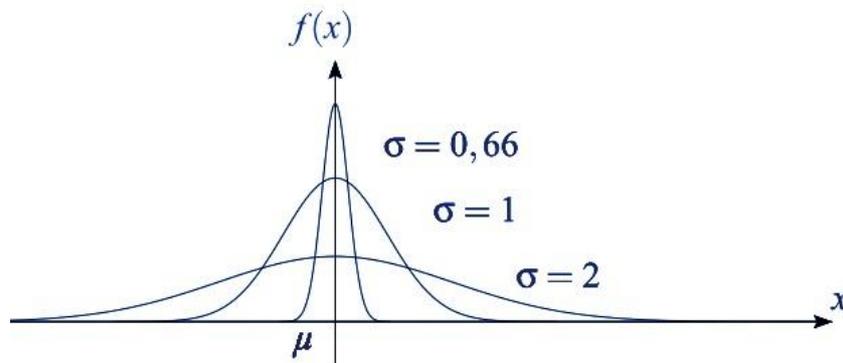


Figure 1.2: Variation de la concentration autour de la moyenne en fonction de σ .

1.1.2 Loi log-normale

Elle apparaît dans les phénomènes issus du produit d'une multitude de facteurs.

Elle est très utilisée dans la modélisation de données hydrologiques, mais également dans la construction de modèle liant l'amplitude des séismes avec leurs intervalles d'occurrence. Elle est parfois utilisée par défaut, pour représenter les caractéristiques physiques des matériaux. Une variable aléatoire X suit une loi log-normale si et seulement si son logarithme suit une loi normale. C'est-à-dire que $Y = \ln X$ obéit elle-même à une loi normale (X étant défini sur

$]0, +\infty [$). La particularité de la loi log-normale est qu'elle n'est pas définie de façon univoque par ses moments (moyenne et écart type). Ainsi, la densité de probabilité de cette loi prend la forme (Walpole, 2006), (Rohatgi, 2001):

$$f_X(X) = \frac{1}{X\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln X - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] \quad (1.6)$$

Avec μ_Y la moyenne et σ_Y l'écart-type de Y (on note $Y = \ln X \rightarrow N(\mu_Y, \sigma_Y)$).

La fonction de répartition s'écrit (Dehmous, 2007) :

$$F_X(X) = \frac{1}{X\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln X} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{t - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] dt \quad (1.7)$$

De façon analogue à la loi normale, on peut introduire une variable $U = \frac{Y - \mu_Y}{\sigma_Y}$ centrée et réduite.

D'autres parts, on peut établir un certain nombre de relations entre la moyenne μ_X et l'écart-type σ_X de la variable X et la moyenne μ_Y et l'écart-type σ_Y de la variable Y donnée par la relation $Y = \ln X$ (Dehmous, 2007) :

$$\mu_X = \exp \left(\mu_Y + \frac{\sigma_Y^2}{2} \right) \quad (1.8)$$

$$\sigma_X = \exp \left(\mu_Y + \frac{\sigma_Y^2}{2} \right) \sqrt{\exp(\sigma_Y^2) - 1} \quad (1.9)$$

On montre enfin que le mode $\left(\exp \left(\mu_Y + \frac{\sigma_Y^2}{2} \right) \right)$ et la médiane $(\exp \mu_Y)$ diffèrent dans ce modèle.

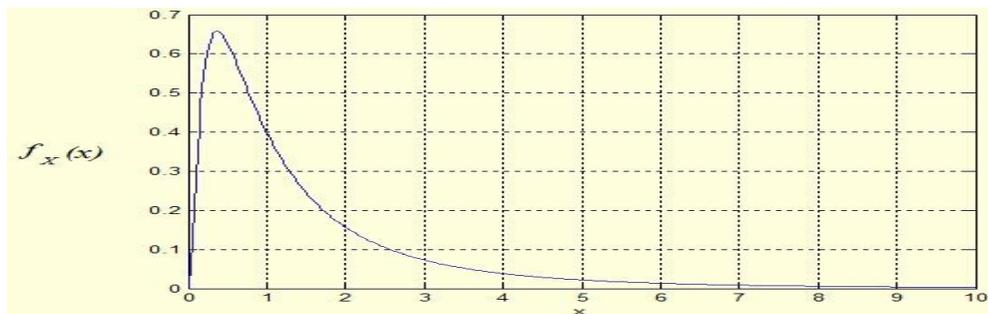


Figure 1.3 : Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.

1.1.3 La loi de Weibull

L'expression loi de Weibull recouvre en fait toute une famille de lois, certaines d'entre elles apparaissant en physique comme conséquence de certaines hypothèses. C'est en particulier, le cas de la loi exponentielle ($\beta = 1$) et de la loi normale ($\beta = 3$). Sa fonction de fiabilité est :

$$R(t) = e^{-\left(\frac{t-\gamma}{\eta}\right)^\beta}$$

Avec les paramètres de signification :

γ, β, η définissent la distribution de Weibull.

On utilise trois paramètres :

β : paramètre de forme ($\beta > 0$)

η : paramètre d'échelle ($\eta > 0$)

γ : paramètre de position ($-\infty > \gamma > +\infty$)

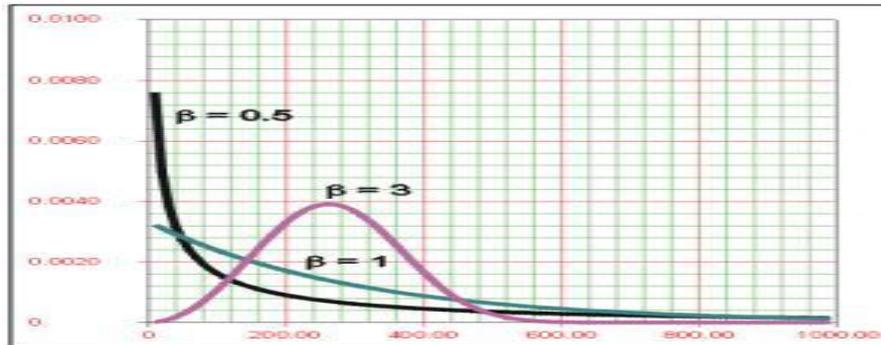


Figure 1.4: Allure de la fonction de densité de la loi de Weibull.

1.1.4 Loi exponentielle

La loi exponentielle est une loi appliquée dans plusieurs domaines (économie, biologie, agronomie, mécanique,...). Elle décrit l'évolution d'un échantillon de bactérie, le développement d'une population et elle décrit aussi la vie des matériels qui subissent des défaillances. La loi exponentielle est définie par un seul paramètre appelé le taux de défaillance, noté γ . Elle est caractérisée par (Dunn et al, 2011): La fonction de densité de probabilité :

$$f(x) = \gamma \exp(-\gamma \cdot x) \quad (1.10)$$

La moyenne μ et l'écart-type σ sont reliés de la manière suivante :

$$\mu = \frac{1}{\gamma}, \quad \sigma^2 = \frac{1}{\gamma^2}$$

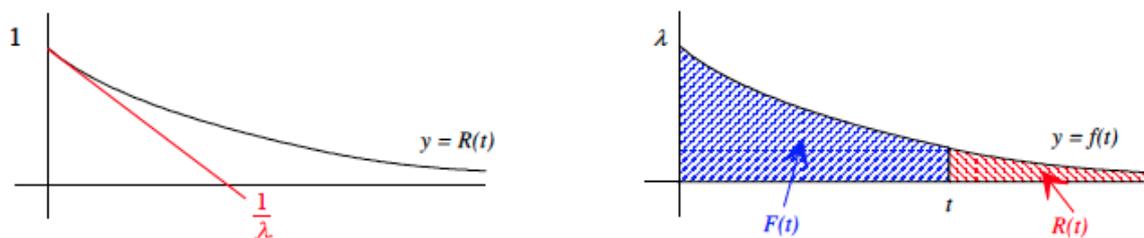


Figure 1.5: Allure de la fonction de la loi exponentielle.

Références bibliographiques

AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY. Etude de finalisation du plan d'aménagement de la ville nouvelle d'El Ménéaa, phase A, décembre 2012.

AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY. Etude de finalisation du plan d'aménagement de la ville nouvelle d'El Ménéaa, phase B, décembre 2012.

Aliche,A 2016 (Thèse de doctorat. Contribution a l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie).

BONIN J. Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, 1986.

BONIN J. Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, 1986.

Bonvin J. Hydraulique urbaine I « captage-réseaux d'adduction- Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements-pompes-petites centrales hydrauliques, Vd école d'ingénieur du canton de Vaud. 2005.

Dahmous.H Fiabilité et micromécanique des matériaux composites. Application a la passerelle de Laroi, thèse de Doctorat, à l'institut National Polytechnique de Toulouse, 2007.

DUPONT A. Hydraulique Urbaine, Tome 1 ; Hydrologie - captage et traitement des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 1981.

DUPONT A. Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 1979.

MOREL Michel A. Exercice de mécanique des fluides. Turbomachines-constructions graphiques. Phénomènes transitoires. Edition Eyrolles, Paris 1994.

MOUSSA M. : polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, Tunisie, 2002.

OUHADJ L. ABERKANE K. Étude du renforcement de l'alimentation en eau potable du Tebbi, 2005.

Lemaire,M chateaneuf,A& Mitteau, J.C, Fiabilité des structures (Lavoisier ed) . France 2005

Webographie

http://www.memoireonline.com/10/09/2743/m_Modelisation-hydraulique-et-de-la-qualitedeau-dans-les-reseaux-dadduction-deau-potable-par-EP.html

http://www.algerie.prixconstruction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable/Tube_en_fonde_ductile_0_8_0.html

http://fr.wikipedia.org/wiki/Duret%C3%A9_de_1%27eau

<http://sante.journaldesfemmes.com/maux-quotidien/quelle-eau-choisir/mineralisee-oupas.shtml>

<http://www.lenntech.fr/applications/potable/normes/normes-oms-eau-potable.htm>



Résumé

Un réseau d'AEP est conçu afin d'assurer la desserte en eau en qualité et quantité convenable. Pour cela, intervient la nécessité de son bon dimensionnement mais également le maintenir en état satisfaisant car il constitue un patrimoine qui vieillit. Le réseau d'El Ménéaa, comme est le cas pour tous les réseaux d'AEP, est sujet de ce phénomène aléatoire. Afin de pouvoir cerner le comportement du réseau au fil du temps, deux analyses ont été faites. L'analyse déterministe qui consiste à l'étude du réseau. Cette étude est importante mais reste insuffisante. C'est pour cela qu'une analyse fiabiliste vient compléter les insuffisances du calcul déterministe et lui apporte un appui, afin de garantir la stabilité et la survie du réseau.



Abstract

An AEP network is designed to ensure water service quality and proper quantity. For this, comes the need for its good design but also maintain it in satisfactory condition because it is a heritage that is aging. The network of El Ménéaa as is the case for all AEP Networks is about this random phenomenon. In order to identify network behavior over time, two analyses were made. The deterministic analysis that involves the study of the network, this study is important but this is still insufficient for that reason a reliability engineer complements the deficiencies of deterministic analysis calculates and brings support to ensure the stability and survival network.



Les mots clé

Les mots clé : vieillissement, fiabilité, réseau, modélisation, AEP, conduite, Epanet, rugosité.