

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : Génie civil

Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements

Thème

**Analyse de la variabilité aléatoire de la rugosité sur la
fiabilité d'un réseau d'eau**

Cas du réseau de la nouvelle ville d'EI MENEA

Réalisé par :

M^r: HALES Saïd

M^{lle} : AGGAR Lydia

Encadré par :

M^{me} : BOUZELHA Karima

Mr : DEHMOUS Hocine

Promotion 2022-2023

REMERCIEMENT

Nos remerciements s'adressent en premier lieu à Madame Bouzelha Karima, professeur au département de génie civil pour son disponibilité, son aide précieuse, sa patience, de nous avoir encouragés tout au long de ce travail.

Nous adressons également nos remerciements à Mr Dehmous Hocine, professeur au département de génie civil pour nos avoir fait bénéficier de ses compétences, pour sa disponibilité, et son aide précieuse.

Nos remerciements vont également à Mr Hammoum Hocine professeur au département génie civil pour sa disponibilité, de son expérience et qui a toujours répondu présent.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promotion CHA pour la qualité de leur Enseignement, leur générosité et la grande patience a notre égare.

On tient à remercier tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce travail.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce mémoire.

En fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

DEDICACE

Je dédie ce travail :

*A ma grande famille en particulier 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 avais fondu en moi. Je vous rends hommage pour ce modeste travail en guise de ma reconnaissance Eternel et de mon infini amour.*

A mon cher frère AMAR, que je ne considère pas seulement comme un frère mais comme un deuxième père et aussi meilleure ami. Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense respect que je vous porte.

A mes chères sœurs et tous mes neveux pour tous les soutiens qui m'ont toujours apporté depuis mon enfance.

*A ma deuxième famille, les **CHA**. Pour tous les meilleurs souvenirs que nous avons partagés, surtout ma binôme Lydia.*

Said

DEDICACE

Je dédie ce travail :

A 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 avais fondu en moi. Je vous rends hommage pour ce modeste travail en guise de ma reconnaissance Eternel et de mon infini amour.

A mes chères sœurs, Sabrina, Liza et Manel. Et aussi à mon fiancé jugurtha pour votre présence votre soutiens et vos encouragements.

A ma deuxième famille, les CHA. Pour tous les meilleurs souvenirs que nous avons partagés, surtout mon binôme.

Et enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet.

Lydia

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

Introduction	1
1.1.Situation géographique.....	1
1.2.Situation topographique	3
1.3.Situation géologique.....	5
1.4.Situation géotechnique	6
1.5.Situation climatique	7
1.5.1. Température	7
1.5.2. Pluviométrie	8
1.5.3. Le diagramme climatique.....	9
1.5.4. Vents	10
1.5.5. Humidité.....	11
1.6.Situation sociodémographique d'El Ménéaa.....	11
1.7.Situation socio-économique	13
1.8.Situation hydrologique	15
1.8.1. Ressources en eau existantes	16
1.8.2. Ressources en eau mobilisée	17
1.8.3. Qualité de l'eau.....	18
1.8.3.1.Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa	19
Conclusion.....	20

Chapitre 2 : Estimation des besoins

Introduction	21
2.1. Évaluation de la population de la zone d'étude	21
2.1.1. Répartition des densités bâties et des populations	21
2.1.2. Estimation de la population pour la zone d'étude	23
2.2. Utilisation du réseau d'eau potable	24
2.3. Répartition des besoins en eau par secteur	24
2.4. Estimation des besoins en eau pour chaque secteur.....	25
2.4.1. Dotation.....	25
2.4.2. Besoins domestiques	27
2.4.3. Besoins des équipements publics.....	29
2.4.4. Besoins industriels.....	33
2.4.5. Autres besoin.....	33
2.5. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total.....	34
2.6. Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes	36
2.7. Étude des variations des débits.....	37
2.8. Coefficient et débits de pointe.....	37
2.8.1 Le débit de pointe	37
Conclusion.....	38

Chapitre 3 : Calcul déterministe

Introduction	39
3.1. Schéma d'aménagement étudié.....	39
3.2. Caractéristiques du réseau de distribution	39
3.2.2. Nature des conduites.....	39
3.2.3. Longueurs des conduites	40
3.2.4. Nœuds.....	41
3.3. Caractéristiques du système de stockage (châteaux d'eau).....	41
3.4. Calcul déterministe d'un réseau maillé	43
3.4.1. Principe de la méthode d'HARDY-CROSS.....	44
3.4.2. Organigramme de calcul.....	48

3.5. Application au cas d'étude	49
3.5.1. Calcul des débits des tronçons.....	50
3.5.2. Calcul des diamètres et des vitesses	50
3.5.3. Equilibre des mailles	52
3.5.4. Calcul des pressions aux nœuds	56
3.5.5. Analyse des résultats	59
3.5.5.1.Situation à long terme (Chw=95)	59
3.5.5.2.Analyse du réseau à la mise en service (Chw=136)	67
3.5.5.3. Comparaison des résultats des pressions aux deux horizons.....	76
3.5.5.4.Pression nominale.....	80
Conclusion.....	81

Chapitre 4 : Analyse fiabiliste d'un réseau maillé

Introduction	82
4.1. Fiabilité d'un système physique	82
4.2. Problématique	82
4.3. Choix des variables aléatoires de base.....	83
4.4. Lois de distribution.....	84
4.5. Choix de la fonction de performance	85
4.6. Indicateurs de fiabilité.....	86
4.7. Principales approches pour tenir compte des incertitudes	86
4.7.1. Méthodes à base de simulations : Simulation de monte Carlo	86
4.7.2. Méthodes approchées : Form/Sorm	87
4.8. Application à un réseau d'eau potable.....	89
4.8.1. Organigramme de calcul.....	90
4.8.2. Choix des variables aléatoires.....	91
4.8.3. Choix de la fonction d'état limite	92
4.9. Résultats et discussions.....	93
4.10. Calcul d'optimisation.....	96
4.10.1. Démarche de l'optimisation.....	96
Conclusion	98

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Figure 1.1: Localisation du site	1
Figure 1.2: Situation géographique de la nouvelle ville d'El Ménéaa	2
Figure 1.3 : Voie transsaharienne RN1 de la nouvelle ville d'El Ménéaa	3
Figure 1.4 : Cartographie des pentes et modélisation 3D.....	3
Figure 1.5 : Superposition de l'ortho photo et de la cartographie des pentes.....	4
Figure 1.6 : Photos prises du plateau	4
Figure 1.7: Carte géomorphologique du plateau Tademaït	5
Figure 1.8 : Carte des principales zones géotechnique sur le site	6
Figure 1.9 : Extrait de composition des zones géotechniques.....	6
Figure 1.10: Diaporama sur la nature de la couche meuble sur le plateau.....	7
Figure 1.11: Températures mensuelles moyennes à Ghardaïa (2003-2013)	8
Figure 1.12 : Précipitations moyennes mensuelles en mm.....	9
Figure 1.13 : Diagramme Ombrothermique	10
Figure 1.14 : Vitesse de ventes mensuelles d'El Ménéaa	11
Figure 1.15: Humidité moyenne mensuelle d'El Ménéaa	11
Figure 1.16: Phase 01	12
Figure 1.17: Phase 02	12
Figure 1.18: Phase 03	12
Figure 1.19 : Phase 04	12
Figure 1.20: Phasage de la nouvelle ville d'El Ménéaa.....	13
Figure 1.21: Limites de la nappe du continental intercalaire	16
Figure 1.22 : Localisation des forages F1 et F2	17
Figure 1.23 : Variation du résidu sec à travers les localités de la wilaya de Ghardaïa	19

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Figure 2.1: Répartition des logements de la nouvelle ville	21
Figure 2.2 : Logement individuels	22
Figure 2.3 : Logement intermédiaire.....	22
Figure 2.4 : Logement collectif.....	23
Figure 2.5 : Répartition de la population de la zone d'étude	24
Figure 2.6 : Répartition spatiale des besoins moyens en Eau	25
Figure 2.7: Plan d'occupation du sol.....	29
Figure 2.8: Récapitulatif de la consommation moyenne totale en eau en pourcentage	36

Chapitre 3 : Calcul déterministe d'un réseau maillé par la méthode d'HARDY-CROSS

Figure 3.1 : Schéma d'aménagement de la zone d'étude (Phase 1 et 4).	39
Figure 3.2 : Localisation des châteaux d'eau.	42
Figure 3.3 : Loi des nœuds.	44
Figure 3.4 : loi des mailles.	44
Figure 3.5 : Schéma du réseau maillé	49
Figure 3.6 : macro utilisée pour le calcul d'équilibre du réseau	52
Figure 3.7 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 1 »	59
Figure 3.8 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 2 »	60
Figure 3.9 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 3 »	60
Figure 3.10: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de « la maille 4 »	61
Figure 3.11: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de « la maille 5 »	61
Figure3.12: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 6 »	62
Figure3.13: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la	

« maille 7»	62
Figure 3.14: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de « la maille 8»	63
Figure3.15: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 9»	63
Figure3.16: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 10»	64
Figure3.17: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 11»	64
Figure3.18: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 12»	65
Figure3.19: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 13»	65
Figure3.20: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 14»	66
Figure3.21: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la « maille 15»	66
Figure 3.22 : courbe disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel du réservoir R1 réservoir R2	67
Figure 3.23 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 1 »	68
Figure 3.24 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 2 »	69
Figure 3.25 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 3»	69
Figure 3.26 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 4»	70
Figure 3.27 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 5»	70
Figure 3.28 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 6»	71
Figure 3.29 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 7»	71
Figure 3.30 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 8»	72

Figure 3.31 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille9».....	72
Figure 3.32 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille10».....	73
Figure 3.33 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille11».....	73
Figure 3.34 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille11».....	74
Figure 3.35 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille13».....	74
Figure 3.36 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille14».....	75
Figure 3.37 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille1».....	75
Figure 3.38 : Courbe disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel du réservoir R1 réservoir R2	76
Figure 3.39 : Maille 1 (chw=95 et chw=136)	77
Figure 3.40 : Maille 2 (chw=95 et chw=136)	77
Figure 3.41 : Maille 3 (chw=95 et chw=136)	78
Figure 3.42 : Maille 4 (chw=95 et chw=136)	78
Figure 3.43 : Maille 5 (chw=95 et chw=136)	79
Figure 3.44 : Maille 6 (chw=95 et chw=136)	89
Figure 3.45 : Maille 7 (chw=95 et chw=136)	80

Chapitre 4 : analyse fiabiliste d'un réseau maillé

Figure 4.1 : Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires	85
Figure 4.2 : Schéma d'illustration de la méthode de Monte-Carlo dans l'espace physique (X_1, X_2).....	87
Figure 4.3 : État limite et approximation de la probabilité de risque par FORM et SORM.	88
Figure 4.4 : Schéma du réseau maillé	89
Figure 4.5 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance du réseau d'AEP maillé par la méthode de Monté Carlo	90

Figure 4.6 : Fonction de densité de loi normale.....	91
Figure 4.7 : Fonction de répartition de la loi normale.....	92
Figure 4.8 : Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (CHW aléatoire long terme).....	94
Figure 4.9 : Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (CHW aléatoire court terme).....	96

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Tableau 1.1: Températures mensuelles moyennes à Ghardaïa (2003-2013).....	8
Tableau 1.2: Précipitations moyennes mensuelles en mm (période 2003-2013).....	9
Tableau 1.3: La température et la pluviométrie (de la période 2003-2013).....	9
Tableau 1.4: Infrastructures et équipements publics	15
Tableau 1.5 : Caractéristique des forages	17
Tableau 1.6: Capacité de production d'eau nécessaire	18
Tableau 1.7 : Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa de la willaya de Ghardaïa.....	19

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Tableau 2.1: Répartition et évaluation de la population du site.....	23
Tableau 2.2 : Dotations de base pour les divers types d'aménagement d'El Ménéaa.....	26
Tableau 2.3 : Dotations de base pour les divers types d'aménagement d'El Ménéaa.....	27
Tableau 2.4 : Besoins domestiques par secteur.....	28
Tableau 2.5 : Besoins scolaires par secteur	30
Tableau 2.6 : Besoins sanitaires par secteur	31
Tableau 2.7 : Besoins commerciaux par secteur.....	31
Tableau 2.8 : Besoins administratifs par secteur	32
Tableau 2.9: Besoins sportifs par secteur.....	32
Tableau 2.10 : Estimation des besoins en eau pour les équipements touristique et loisir	33
Tableau 2.11: Estimation des besoins en eau pour l'irrigation	34
Tableau 2.12: Récapitulatif de l'estimation des besoins en eau par secteurs	35
Tableau 2.13: Récapitulatif de la consommation moyenne total en eau.....	35
Tableau 2.14: Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes.....	36

Chapitre 3 : Calcul déterministe du réseau maillé par la méthode d'HARDY-CROSS

Tableau 3.1 : Diamètres nominaux du PEHD.....	40
Tableau 3.2 : Longueurs des tronçons du réseau de distributions d'étude	40
Tableau 3.3 : Altitudes du réseau.....	41
Tableau 3.4 : cote des réservoirs.....	42
Tableau 3.5 : Valeurs de CHW	45
Tableau 3.6 : Caractéristiques géométriques du réseau	49
Tableau 3.7 : Caractéristiques géométriques des réservoirs	50
Tableau 3.8 : Résultats de calcul des diamètres et des vitesses du réseau.....	51
Tableau 3.9 : Résultats d'équilibre après les 200 itérations.....	52
Tableau 3.10 : Valeurs des pressions aux nœuds.....	57
Tableau 3.10 : Valeurs des pressions aux nœuds (Suite).....	58
Tableau 3.11 : Caractéristiques de la maille 1 pour CHW=95	59
Tableau 3.12 : Caractéristiques de la maille 2 pour CHW=95	60
Tableau 3.13 : Caractéristiques de la maille 3 pour CHW=95	60
Tableau 3.14 : Caractéristiques de la maille 4 pour CHW=95	61
Tableau 3.15 : Caractéristiques de la maille 5 pour CHW=95	61
Tableau 3.16 : Caractéristiques de la maille 6 pour CHW=95	62
Tableau 3.17 : Caractéristiques de la maille 7 pour CHW=95	62
Tableau 3.18 : Caractéristiques de la maille 8 pour CHW=95	63
Tableau 3.19 : Caractéristiques de la maille 9 pour CHW=95	63
Tableau 3.20 : Caractéristiques de la maille 10 pour CHW=95	64
Tableau 3.21 : Caractéristiques de la maille 11 pour CHW=95	64
Tableau 3.22 : Caractéristiques de la maille 12 pour CHW=95	65
Tableau 3.23 : Caractéristiques de la maille 13 pour CHW=95	65
Tableau 3.24 : Caractéristiques de la maille 14 pour CHW=95	66
Tableau 3.25 : Caractéristiques de la maille 15 pour CHW=95	66
Tableau 3.26 : caractéristiques aux nœuds du réservoir R1 au nœud du réservoir R2	67
Tableau 3.27 : Les caractéristique de la maille 2 pour Chw=136	68
Tableau 3.28 : Les caractéristique de la maille 2 pour Chw=136	68
Tableau 3.29 : Les caractéristique de la maille 3 pour Chw=136	69
Tableau 3.30 : Les caractéristique de la maille 4 pour Chw=136	69

Tableau 3.31 : Les caractiristique de la maille 5 pour Chw=136	70
Tableau 3.32 : Les caractiristique de la maille 6 pour Chw=136	71
Tableau 3.33 : Les caractiristique de la maille 7 pour Chw=136	71
Tableau 3.34 : Les caractiristique de la maille 8 pour Chw=136	72
Tableau 3.35 : Les caractiristique de la maille 9 pour Chw=136	72
Tableau 3.36 : Les caractiristique de la maille 10 pour Chw=136	73
Tableau 3.37 : Les caractiristique de la maille 11 pour Chw=136	73
Tableau 3.38 : Les caractiristique de la maille 12 pour Chw=136	74
Tableau 3.39 : Les caractiristique de la maille 13 pour Chw=136	74
Tableau 3.40 : Les caractiristique de la maille 14 Pour Chw=136	75
Tableau 3.41 : Les caractiristique de la maille 15 Pour Chw=136	75
Tableau 3.42 : Caractéristiques aux nœuds du réservoir R1 au nœud du réservoir R2	76
Tableau 3.43 : Caractéristiques de la maille 1 entre les deux horizons	77
Tableau 3.44 : Caractéristiques de la maille 2 entre les deux horizons	77
Tableau 3.45 : Caractéristiques de la maille 3 entre les deux horizons	78
Tableau 3.46 : Caractéristiques de la maille 4 entre les deux horizons	78
Tableau 3.47 : Caractéristiques de la maille 5 entre les deux horizons	79
Tableau 3.48 : Caractéristiques de la maille 6 entre les deux horizons	79
Tableau 3.49 : Caractéristiques de la maille 7 entre les deux horizons	80
Tableau 3.50 : Calcul des pressions maximales dans les traçons des conduites.....	80
Tableau 3.50 : Calcul des pressions maximales dans les traçons des conduites (suite)	81

Chapitre 4 : analyse fiabiliste d'un réseau maillé

Tableau4.1 : Caractéristique géométrique et hydraulique	89
Tableau4.1 : Caractéristique géométrique et hydraulique (suite)	90
Tableau 4.2: Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres.....	91
Tableau 4.3 : valeurs moyenne de CHW long terme	93
Tableau 4.4 : probabilité de défaillance en fonction de Cv (Long terme)	94
Tableau 4.5 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels	94
Tableau 4.6 : Valeurs moyennes de CHW court terme	95
Tableau 4.7 : Probabilité de défaillance en fonction de CV (court terme)	95
Tableau 4.8 : Calcul d'optimisation.....	98

Le présent travail s'inscrit dans le contexte du calcul automatique d'un réseau en eau potable. L'originalité de ce travail se situe dans le couplage entre le calcul hydraulique et le calcul fiabiliste qui tient compte des incertitudes affectant les paramètres hydrauliques du réseau à savoir : la rugosité des conduites, le débit...etc. Ces incertitudes généralement ignorées par les ingénieurs dans les bureaux d'étude, peuvent masquer un éventuel dysfonctionnement du réseau par une démarche classique sous un calcul déterministe.

L'apport de l'approche fiabiliste se situe dans le fait que toutes les incertitudes qui peuvent affecter le réseau sont prises en compte en considérant les paramètres de ce dernier, dont nous ne maîtrisons pas leur grandeur, comme des variables aléatoires. Autrement dit, chaque paramètre aléatoire est décrit par une loi de probabilité. L'application de cette démarche est illustrée, dans le cadre de cette recherche, par le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville nouvelle d'EL MENEAA, dans la wilaya d'EL MENEAA. Ce réseau est réalisé en quatre phases. Notre étude portera sur deux phases composées de 15 mailles et deux réservoirs d'équilibres. Pour ce faire, nous avons élaboré le plan de travail suivant :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de la ville nouvelle d'EL MENEAA, d'un point de vue géographique, topographique, climatique et démographique. La situation hydraulique justifiera le choix du type d'ouvrages projetés.

Le deuxième chapitre sera dédié à la description du schéma directeur de l'alimentation de ville en question et à l'estimation des besoins en eau de la population, afin de répondre aux objectifs d'aménagement urbain de la ville. L'étude sera basée sur l'estimation 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 ressource en eau mobilisée et la qualité de l'eau à fournir.

Le troisième chapitre sera consacré au calcul déterministe du réseau d'alimentation en eau potable de ville nouvelle d'EL MENEAA. La méthode d'Hardy-Cross, utilisée pour le dimensionnement du réseau, sera présentée. Le calcul des pertes de charge sera effectué pour deux valeurs du coefficient de Hazen-Williams ; $CHW = 95$ pour le long terme et $CHW = 136$ pour le court terme. Une analyse comparative du fonctionnement du réseau est effectuée.

Au quatrième et dernier chapitre, une analyse fiabiliste sera conduite en tenant compte de la variabilité aléatoire de la rugosité des conduites « **CHW** ». Les fonctions d'état limite seront dictées par les conditions de service normal d'un réseau de distribution en eau potable. La probabilité de défaillance du réseau vis-à-vis de ces états limites sera calculée par la méthode des simulations de Monté Carlo classique et sera comparée à la probabilité admise pour la structure de génie civil.

En fin, une conclusion générale relatera les principaux résultats de notre travail.

Introduction

L'objet de ce chapitre consiste en la présentation de la zone d'étude « Nouvelle Ville d'El Menaâ », située dans la wilaya Ghardaïa. Cette présentation se fera d'un point de 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. A cet effet, nous nous basons sur le document « étude de finalisation du plan d'aménagement de la nouvelle ville d'El Ménaa [1].

1.1. Situation géographique

La nouvelle ville d'El Ménaa est située à 270 km au sud de Ghardaïa, à 690 km à vol d'oiseau de la capitale Alger et à 870 km en empruntant la RN1. Elle s'élève à 370 m au-dessus du niveau de la mer [1] (figure1.1).



Figure 1.1 : Localisation du site.

El Ménéaa est limitée par la wilaya de Tamanrasset 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.

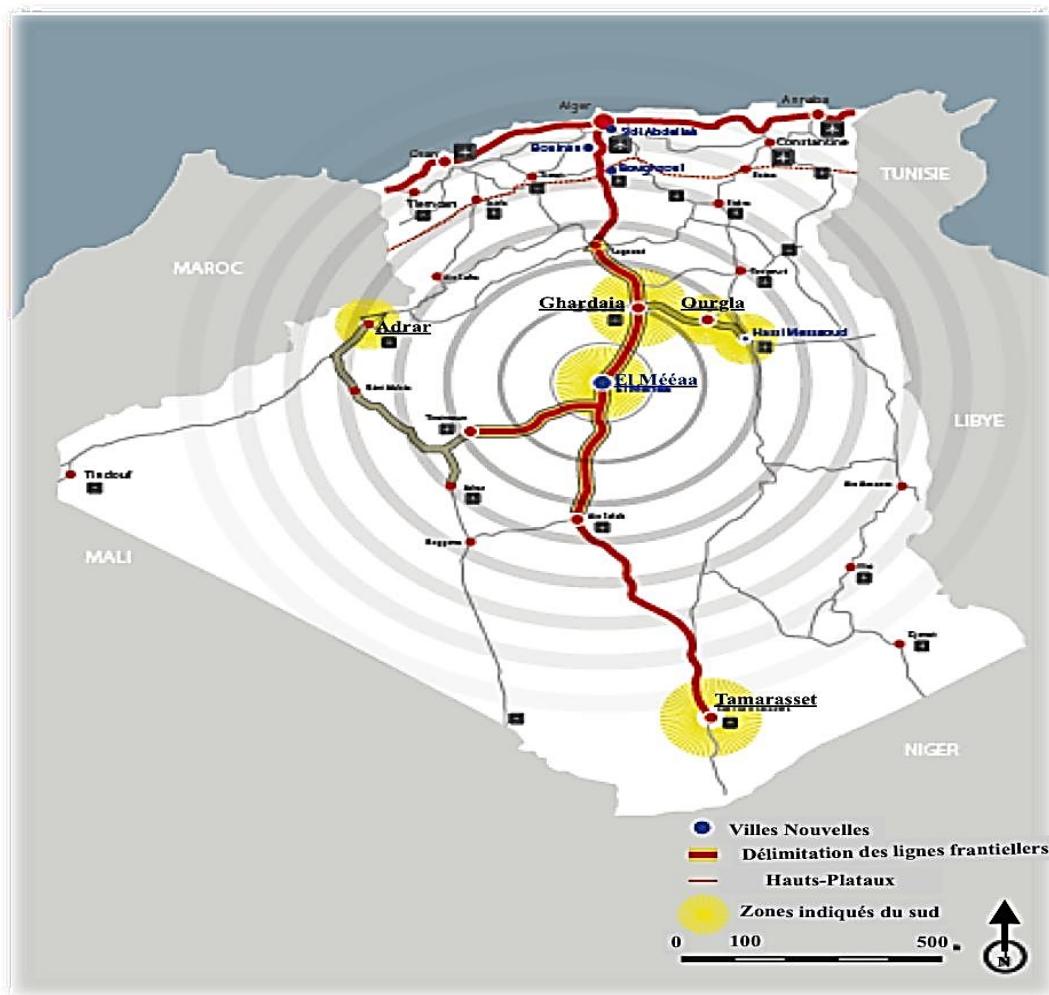


Figure 1.2: Situation géographique de la nouvelle ville d'El Ménéaa [1].

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 [1]

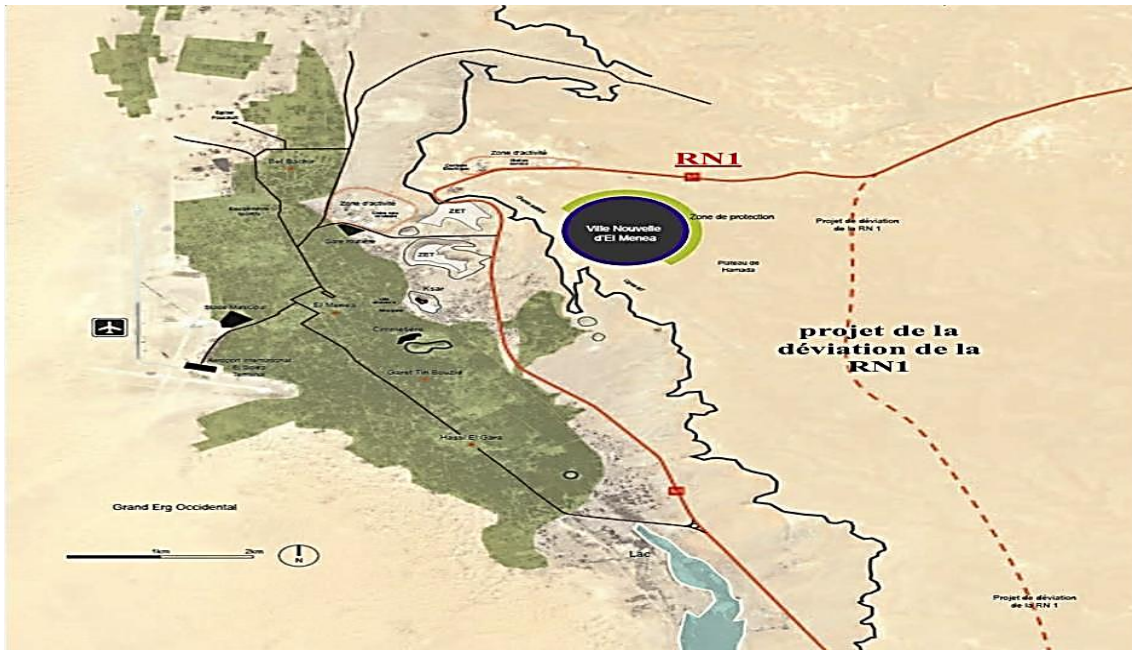


Figure 1.3 : Voie transaharienne RN1 de la nouvelle ville d'El Ménéaa [1].

1.2. Situation topographique

La ville nouvelle d'El Ménéaa est projetée sur le plateau de l'Hamada au nord-est de la ville existante. L'analyse des pentes du terrain révèle un secteur d'étude à planimétrie favorable dans sa grande majorité, comme l'illustre les figure 1.4 et 1.5 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 dépassant 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 [1].

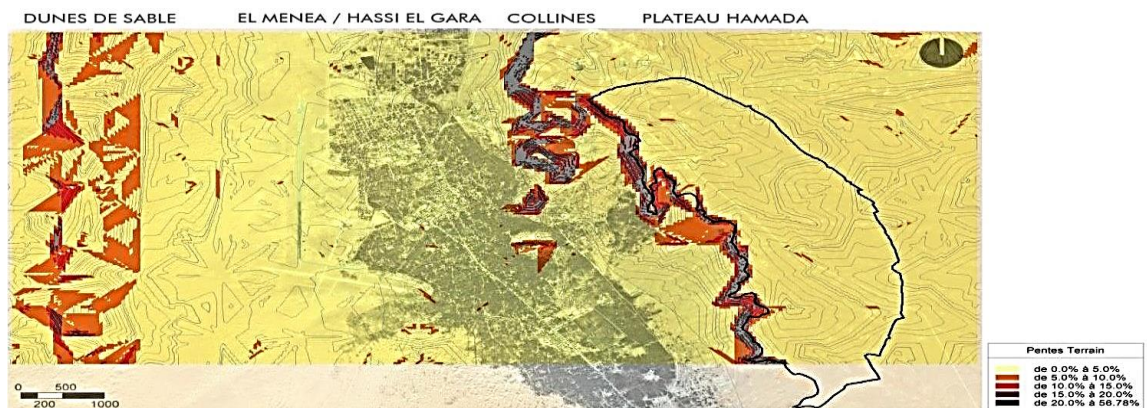


Figure 1.4 : Cartographie des pentes et modélisation 3D [1].

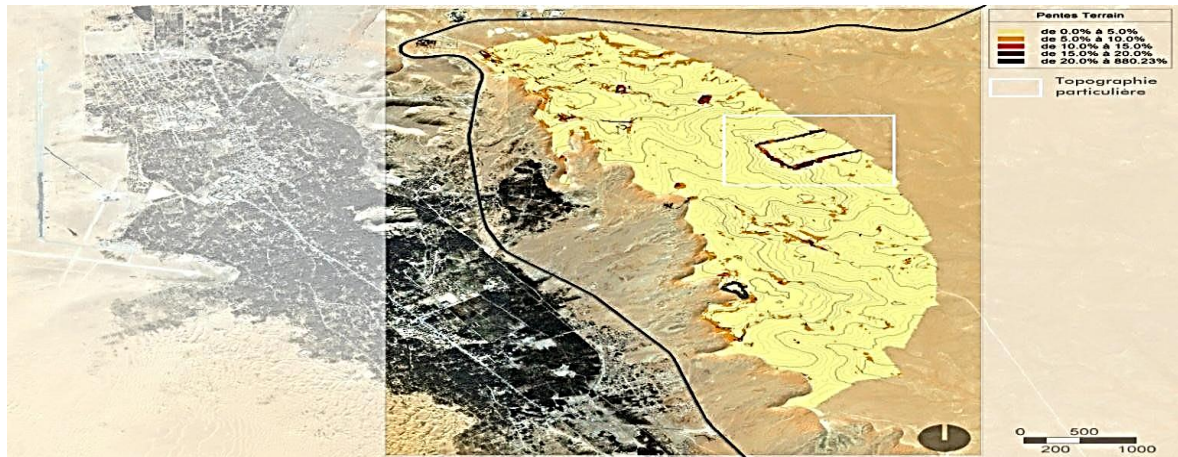


Figure 1.5 : Superposition de l'ortho photo et de la cartographie des pentes [1].

La Hamada, un plateau caillouteux dont l'allure générale des terrains est caractérisée par une faible pente du nord (amont) vers le sud (aval). 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 1.6 ci-dessous représente des photos prises du site d'El Ménéaa :

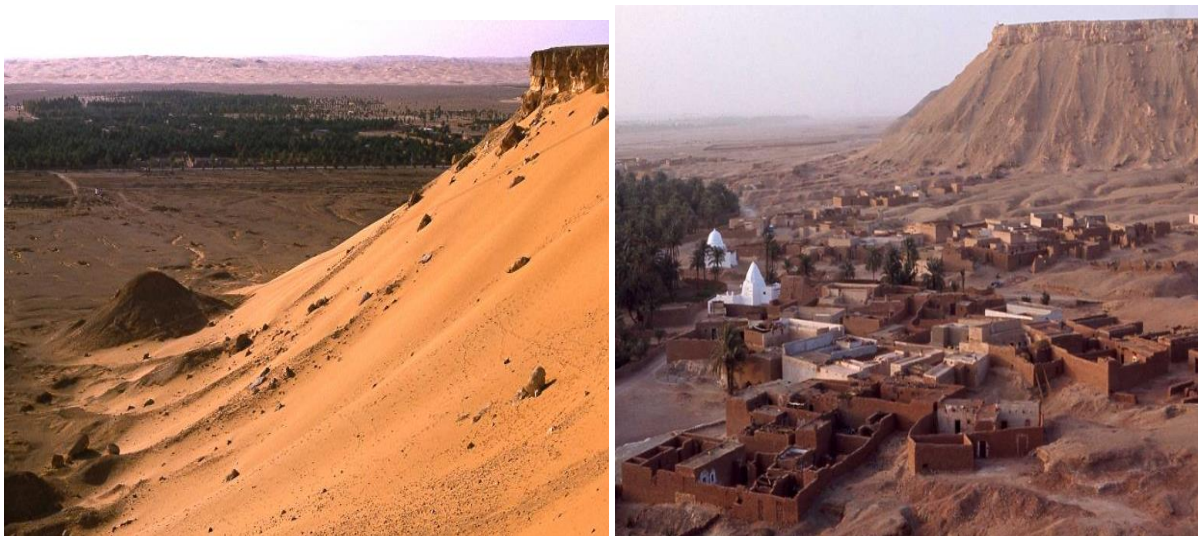


Figure 1.6 : Photos prises du plateau [1].

1.3. 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 séparant le bas Sahara de l'erg occidental passe dans sa partie sud et sud-est à des plateaux constituant de vastes étendus appelés : hamada ou plateau du Tademaït. 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'îlots 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 1.7).

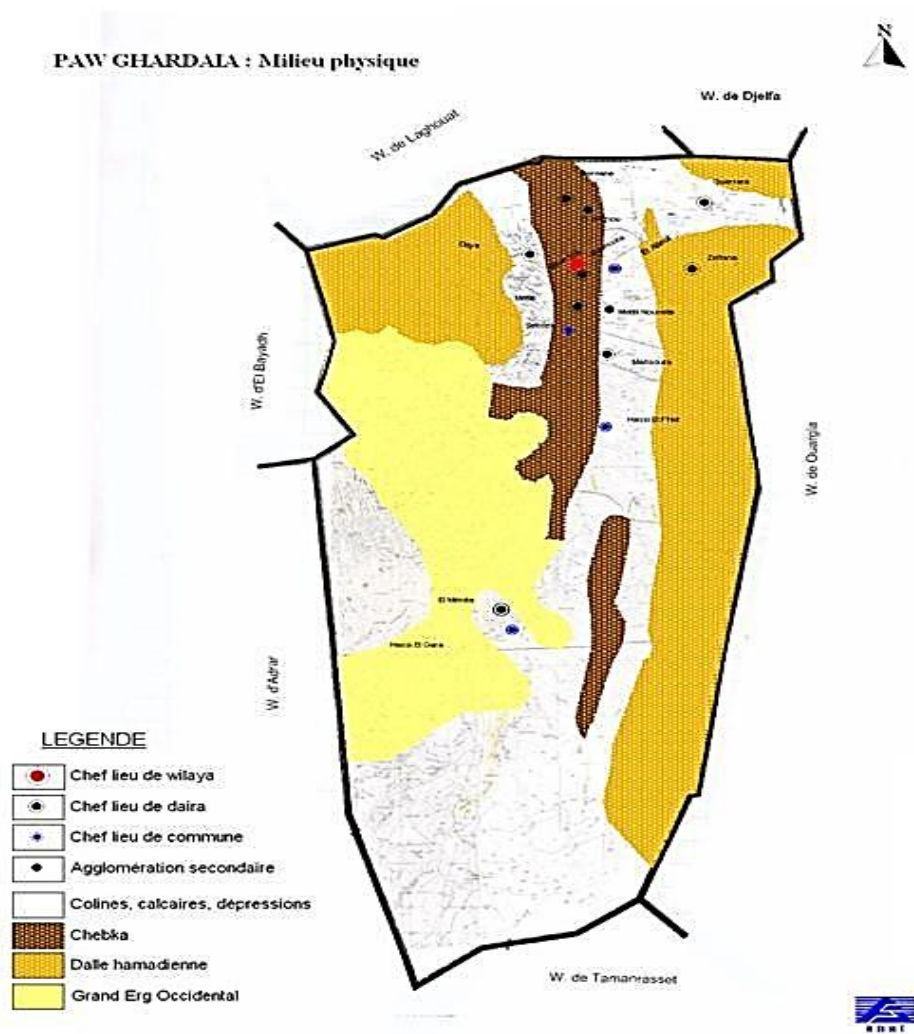


Figure 1.7 : Carte géomorphologique du plateau Tademaït [1].

1.4. Situation géotechnique

L'étude géotechnique nous apporte une information sur la nature des sols sur le plateau. Elle distingue deux zones avec des caractéristiques particulières (figure 1.8, 1.9) :

- ✓ 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 1.8 : Carte des principales zones géotechniques sur le site [1].

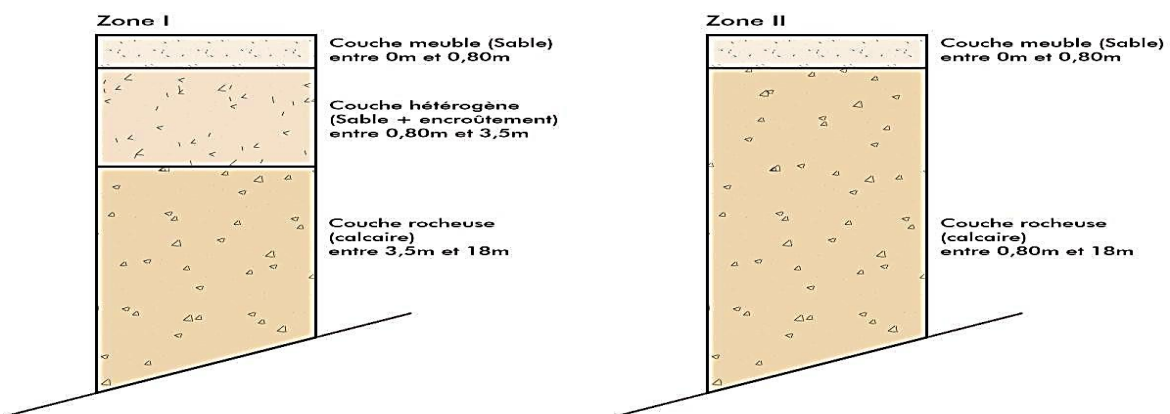


Figure 1.9 : Extrait de composition des zones géotechniques [1].

Nous pouvons conclure à partir de la figure 1.9 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, 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 (figure 1.10), tandis qu'on peut la retrouver à plusieurs mètres de profondeur à d'autres endroits dans le site [1].

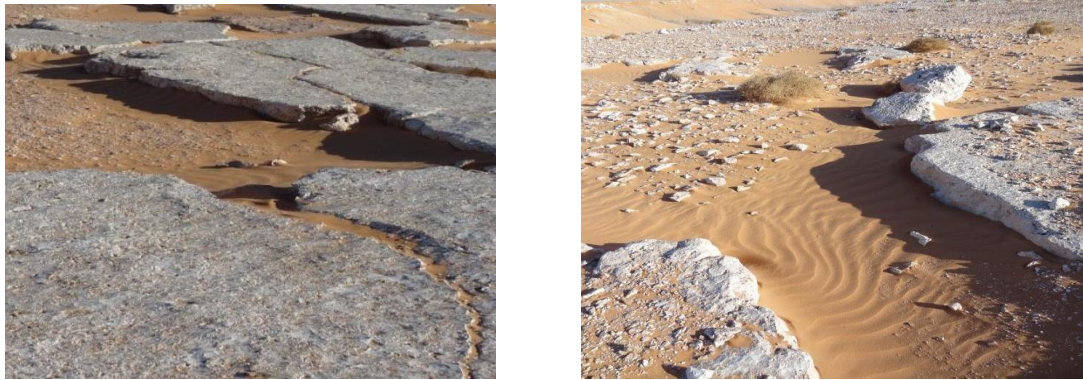


Figure 1.10 : Diaporama sur la nature de la couche meuble sur le plateau. [1].

1.5. Situation climatique

La région d'El Ménéaa se caractérise par un été chaud sec, hiver tempéré et frais, une pluviosité faible avec une grande irrégularité et variabilité d'une année à l'autre, mais souvent bien répartie dans le temps (automne ; hiver), l'été (de mai à septembre), étant la période de la grande sécheresse.

1.5.1. Température

Elles sont élevées, et parfois dans certaines conditions particulières elles peuvent dépasser les 40°C. Les écarts de températures peuvent être importants, du fait de faible humidité de l'air. L'aridité est accentuée de sable, qui est parfois violents. 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} (°C)	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} (°C)	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

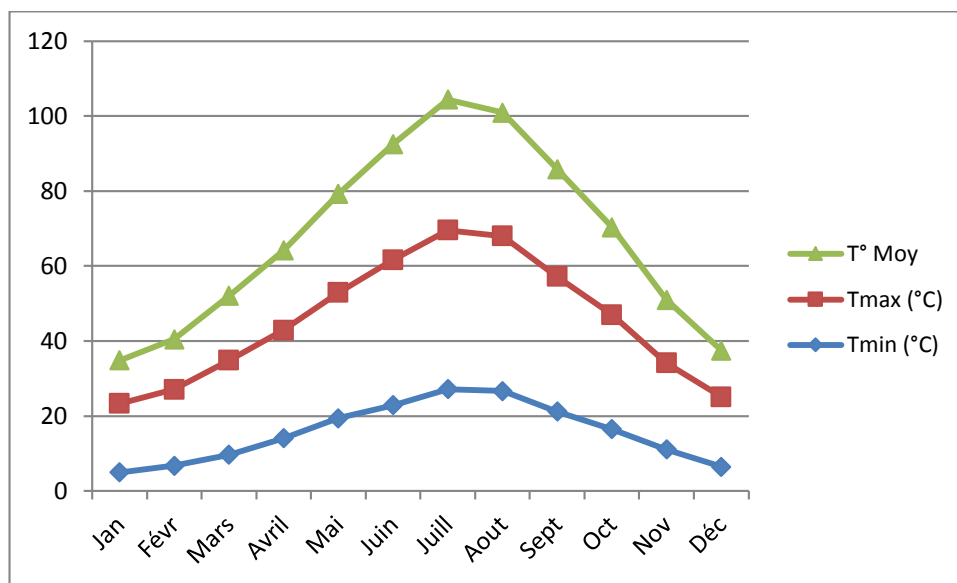


Figure 1.11 : Températures mensuelles moyennes à Ghardaïa (2003-2013).

La température moyenne annuelle est de 22,91°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 rares et irrégulières, la moyenne annuelle sur 14 ans est de 62,77mm. Ces rares précipitations sont réparties généralement entre les mois d'octobre, novembre, janvier, et un peu accentuées tout de même durant les mois de Mars et Avril. La figure1.12 résume les variations des précipitations mensuelles d'El Ménéaa.

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

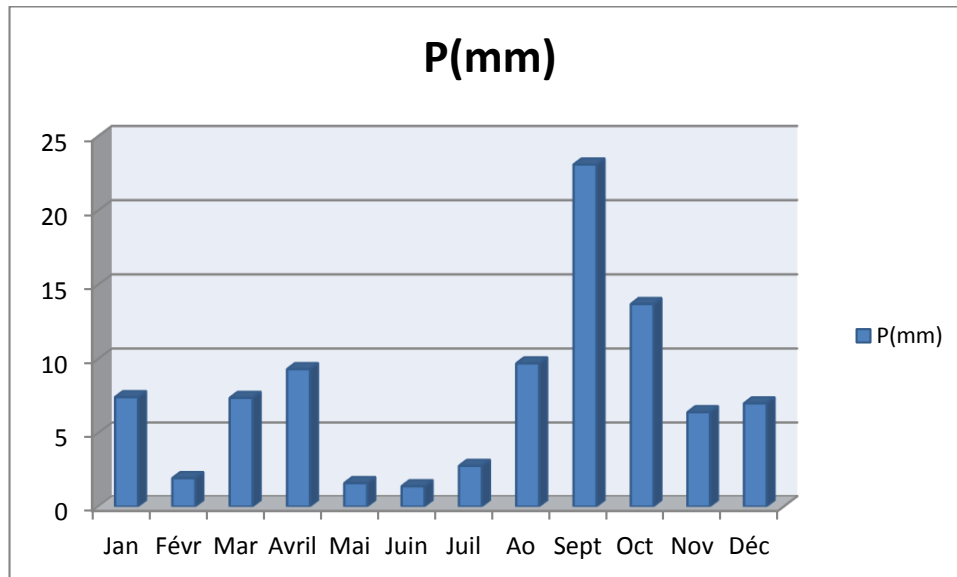


Figure 1.12 : Précipitations moyennes mensuelles en mm

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 abscisse 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 [1], 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

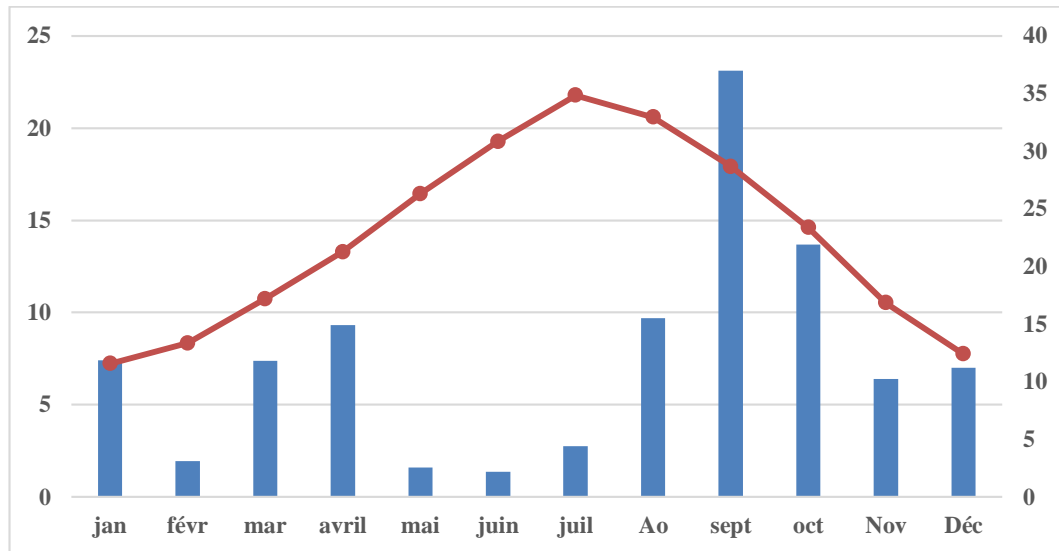


Figure 1.13 : Diagramme ombrothermique.

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. Vents

Les vents dominants d'été, sont forts et chauds ; tandis que ceux d'hiver sont froids et humides. Les vents de sable sont très fréquents dans la région d'El Ménéaa sur toute l'année. La force du vent est plutôt forte, la plus accentuée est enregistrée au printemps (Avril-Mai). Pour ce qui est du sirocco, dans la zone de Ghardaïa, on note une moyenne annuelle de 11 jour/an, pendant la période qui va du mois de mai à septembre, la figure (1.14) les vitesses des mensuelles d'El Ménéaa.

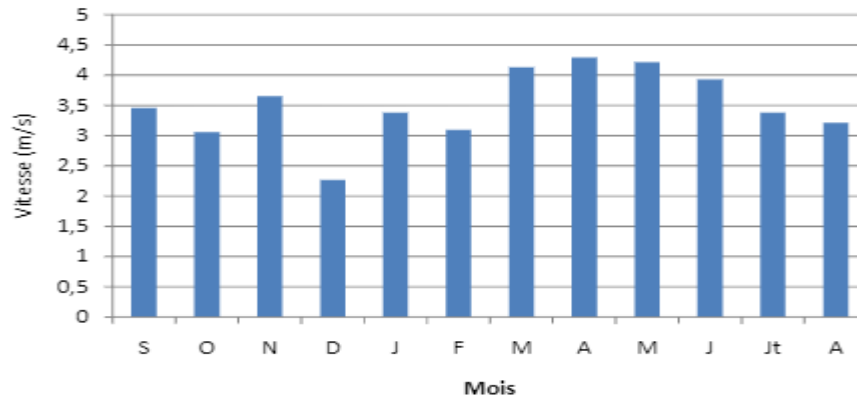


Figure 1.14 : vitesse des vents mensuels d'El Ménéaa

1.5.5. Humidité

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%. La figure (1.15) nous confirme cette variation de l'humidité.

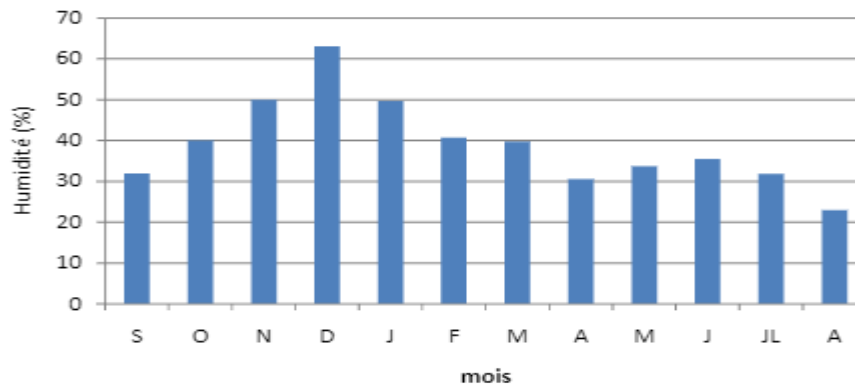


Figure1.15 : Humidité moyenne mensuelle d'El Ménéaa

1.6. Situation sociodémographique d'El Ménéaa

La situation du projet de la nouvelle ville d'El Ménéaa dépend beaucoup du mode opérationnel qui sera mis en œuvre pour la réalisation de la ville. Une ville de 50 000 habitants [2] ne peut se faire que par étapes. Ainsi la réalisation du projet est répartie en quatre phases. La phase 01 et la phase 04 feront l'objet de notre étude.

a. Phase 01 :

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 1.16). Sa superficie est de 96.4 Ha.



Figure 1.16 : phase 01

b. Phase 02 :

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 1.17).

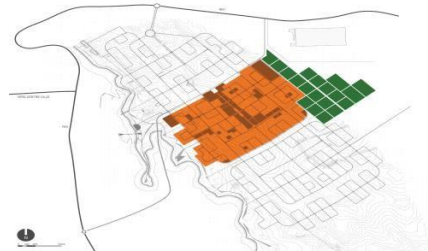


Figure1.17 : phase 02.

c. Phase 03 :

La zone d'intention 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 1.18 : Phase 03.

d. Phase 04 :

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-à côté représente la quatrième phase de notre projet d'étude.

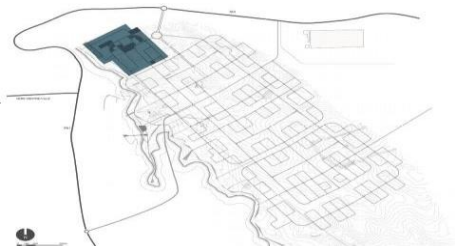


Figure1.19 :phase04.

Les différentes phases du projet sont illustrées dans la figure 1.20 suivante :



Figure 1.20 : phasage de la nouvelle ville d'El Ménéaa

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 définie, 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. 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 [2] Ce dispositif est complété par les centres de santé, polyclinique, foyers pour personnes âgées et des salles de soins.

a. 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 1.4 qui suit regroupera toutes les infrastructures et équipements publics de notre zone d'étude :

Tableau 1.4 : Infrastructures et équipements publics.

Infrastructures et équipements publics	Le nombre
Equipements scolaires	4 Écoles primaires, 3 Écoles secondaires ; 2 Lycées, 4 Crèches /jardins d'enfants ; 2 Centres de formation.
Equipements sanitaires	1 Hôpital, 3 Centres de santé ; 2 Foyers pour personnes âgées.
Equipements administrative	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'autres types de commerce aussi divers que varié.
Équipements tourisme et loisir	1 hôtel, 2 cinémas, 1 Maison de jeune, 2 théâtres ; 1 ^e Gare, 1 palais des congres, 1 show-room ; 1 ^e bibliothèque.
Équipements sportifs	1 ^e piscine, 2 terrains multisports, 2 salles omnisports 2 salles polyvalentes, 1 stade, 1 site sportif.
Équipements religieux	2 mosquées de quartier ; 1 ^e grande mosquée.
Réseaux routiers	1 ^e 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 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.

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].

1.8.2. Ressources en eau mobilisée

Les ressources actuellement prévues dans le cadre du projet 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 1.22. Ces forages sont du côté nord-ouest et à proximité immédiate du site d'étude de la Ville Nouvelle.



Figure 1.22 : Localisations des forages f1 et f2

❖ Caractéristiques des forages

Les deux forages sont similaires. La capacité unitaire de chaque un est de 60l/s, soit 120 l/s en tout. Les caractéristiques des forages sont données par AGC et sont illustrés dans le tableau 1.5 qui suit :

Tableau 1.5 : caractéristiques des forages.

		Débit Mobilisé	unités	
localité	Forages	L/S	M ³ /J	Temps de mobilisation
	F1	60	5184	20
zone d'étude	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 :

❖ Capacité de production des forages

Ces forages sont de type artésien. Leur production est donc disponibles 24h/24h. Le tableau 1.6 suivant présente les capacités nécessaires de production d'eau.

Tableau 1.6 : 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

❖ 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 1.22

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 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 1.23 pour la willaya de Ghardaïa. Cet indicateur exprime le taux de minéraux recueillis après évaporation d'1l 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.

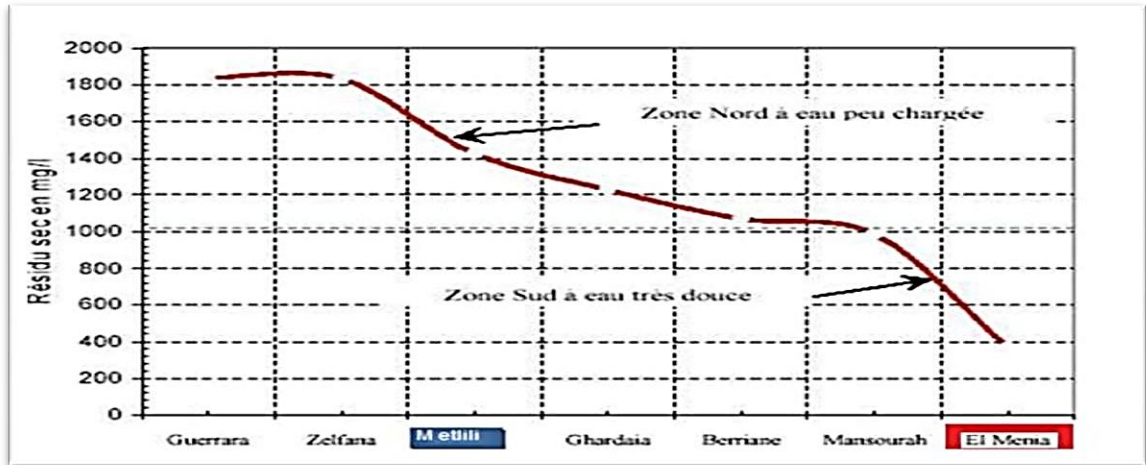


Figure 1.23: Variation du résidu sec à travers les localités d'EL MENIAA[1].

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 minéralisé avec un taux de résidu sec de 400 mg/l environ.

1.8.3.1. 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 [1] Les résultats sont illustrés dans le tableau 1.9 ci-dessous .

Tableau 1.7 : Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa

Elément/substance	Symbole/formule	Unités	El Ménéaa	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 [1].

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 deuxième chapitre est consacré à l'élaboration d'un schéma directeur de l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville 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 partie urbaine et de répartition des densités bâties ont été testées par le bureau d'étude AGC. 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 2.1). Il ceinture le logement individuel qui compose des micro-lots. Quelques immeubles collectifs viennent en bord de falaise compléter cette variante et offrir 200 logements avec vue sur la ville oasisienne [1].



Figure 2.1 : Répartition des logements de la nouvelle ville.

i. Habit individuel

Cette typologie d’habitat est constituée de maisons individuelles sous deux formes d’implantation, en bande ou en grappe (Figure 2.2). 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.

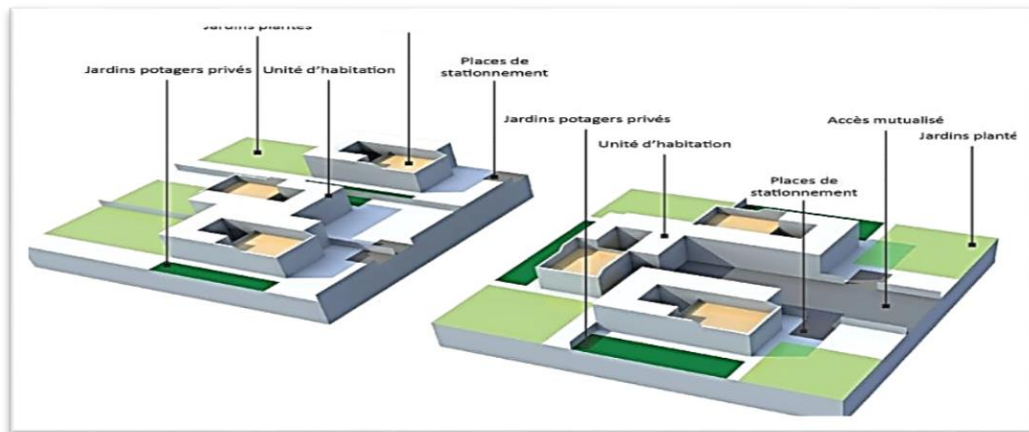


Figure 2.2 : Logements individuels.

ii. Habit intermédiaire

Le logement intermédiaire est constitué d’habitations jumelées afin de favoriser la mitoyenneté tout en gardant l’intimité des habitants (Figure 2.3). 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.

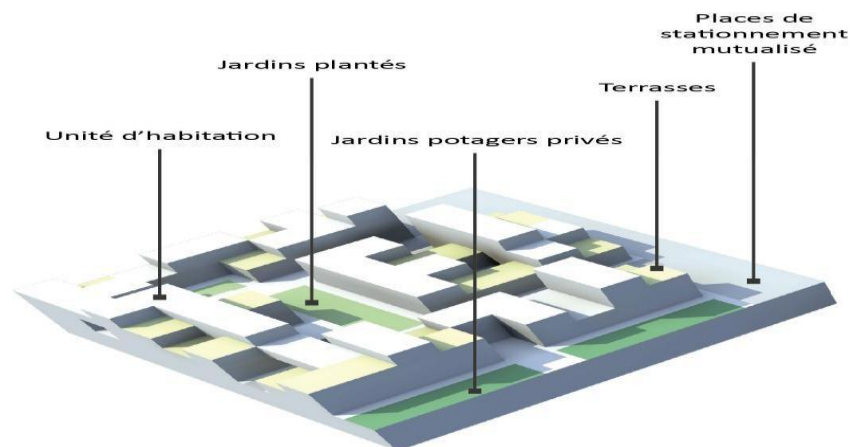


Figure 2.3 : Logement intermédiaire.

iii. 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.

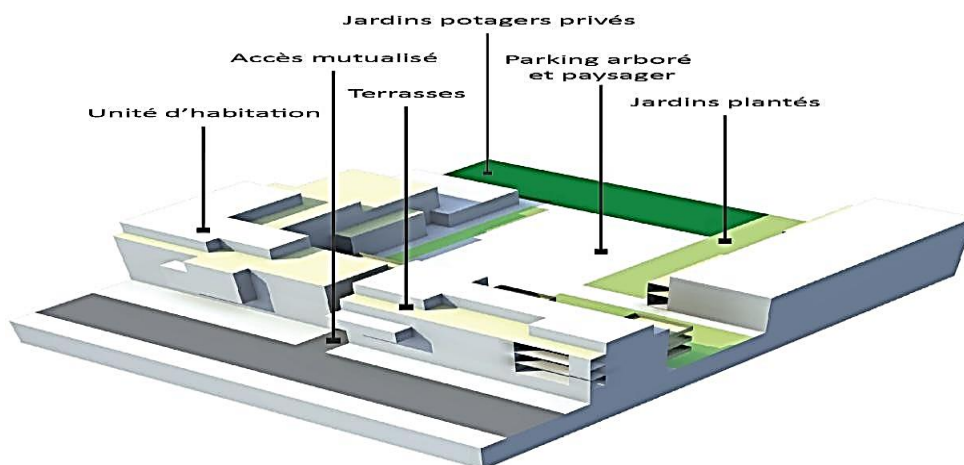


Figure 2.4 : Logement collectif.

2.1.2. 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 12 620 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.

secteurs	Types de logs	nbre d'hab/logs	nbre d'habitants
1	356 logs individuels	5	9005
	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		12620

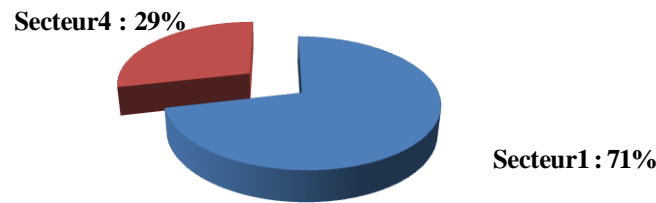


Figure 2.5 : Répartition de la population de la zone d'étude

2.2. Utilisation du réseau d'eau potable

La région d'El Ménéaa reçoit de très faibles précipitations, A cet effet, le réseau d'eau potable servira également pour l'arrosage de l'espace urbain. Ainsi, pour l'évaluation des besoins en eau, il y a lieu de prendre en compte le volume d'eau nécessaire 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 :

➤ 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).

➤ Phase 4

La phase 4 est répartit comme la phase 1 par les secteurs : 4A, 4B et 4C. Cette répartition est illustrée sur la figure 2.6 ci-dessous

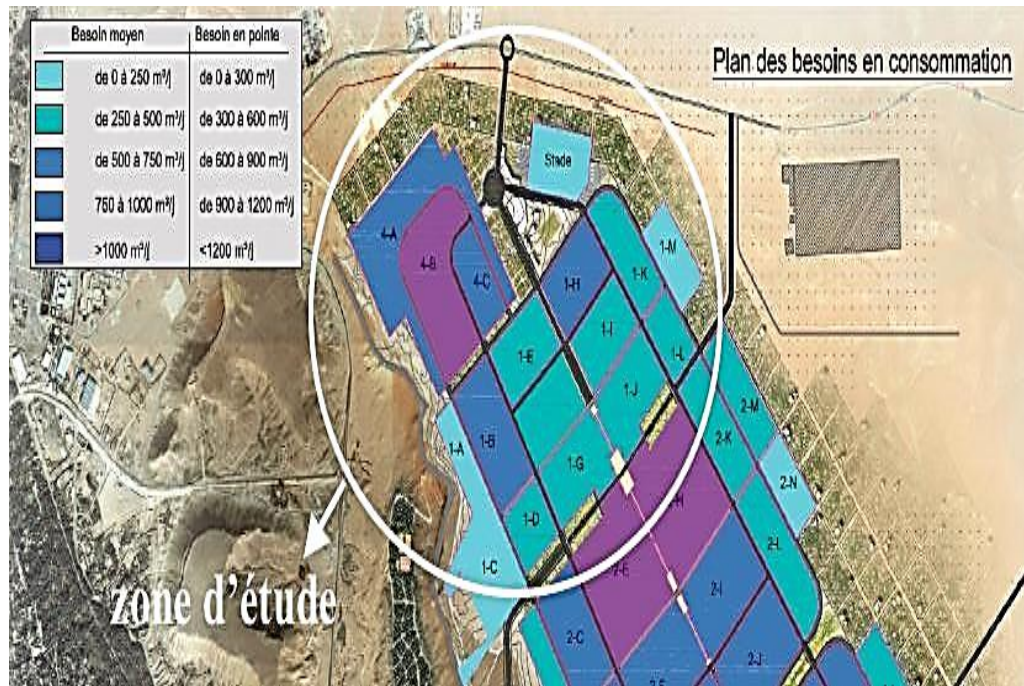


Figure 2.6 : Répartition spatiale des besoins moyens en Eau.

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) [2]:

$$Q_{moy,j} = \frac{N \cdot D}{1000} \left(\frac{m^3}{j} \right) \quad (2.1)$$

Où :

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

N : nombre de consommateur (habitants) ;

D : dotation (l/j/habitants).

2.4.1. Dotation

La dotation notée (D) est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser le consommateur dans ses différents besoin : boisson, douche ménage...etc. 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 à titre indicatif quelques dotations généralement adoptées [3].

- 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 [1] .Ces dotations sont illustrées dans le tableau 2.2 et 2.3 ci-dessous :

Tableau 2.2 : Dotations de base pour les divers types d'aménagement d'El Ménéaa [1]

Type d'aménagement	Dotation 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 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 /
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 2.3 : Dotations de base pour les divers types d'aménagement d'El Ménéaa [1].

Type d'aménagement	Dotations 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 ouverte	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 (ou 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 2.4 représente les besoins en eau domestique pour chaque secteur.

Tableau 2.4 : 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			

2.4.3. 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 [1], comme illustré dans la figure 2.7. Les résultats sont illustrés dans les tableaux 2.5 à 2.11 :



Figure 2.7: Plan d'occupation du sol.

A. Besoins scolaires

Tableau 2.5 : 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 2.6 : 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 personnes âgées	30	400	12	0,14
	4B	/	/	/	/	/
	4C	/	/	/	/	/

C. Besoins commerciaux

Tableau 2.7 : 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 2.8 : 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 2.9 : 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	/	/	/	/	/	/

2.4.4. 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 n'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 besoins

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 [1].

A- Tourisme et loisirs

Les besoins des équipements touristiques et de loisirs sont évalués conformément au plan d'occupation du sol [1] (figure 2.7). Les résultats sont illustrés dans le tableau 2.10 suivant :

Tableau 2.10: 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 arroser afin d'évaluer leurs consommation en eau. Soient :

Surface des espaces à arroser = Surface des espaces publics + Surface des espaces verts

Surface des espaces publics = surface à arroser en % par secteur × Surface total des espaces publics total

Les résultats sont donnés dans le tableau 2.11 :

Tableau 2.11: Estimation des besoins en eau pour l'irrigation.

Phase	Secteur	Surface des espaces verts m ²	Surface arrosés (m ²)	Dot	Q (m ³ /j)	Q (L/j)
1	1A	33375	12300	4	49.20	0.57
	1B	90612	33395	4	133.58	1.55
	1C	6540	2410	4	9.64	0.11
	1D	41825	15416	4	61.66	0.71
	1E	35067	12924	4	51.70	0.60
	1F	37546	13871	4	55.48	0.64
	1G	52313	19280	4	77.12	0.89
	1H	36706	13529	4	54.12	0.63
	1I	36675	13516	4	54.06	0.63
	1J	51766	19079	4	76.32	0.88
	1K	54106	19941	4	79.76	0.92
	1L	35675	13148	4	52.59	0.61
	1M	67210	33606	4	134.42	1.56
	STADE	24000	8845	4	35.38	0.41
4	4A	166238	59432	4	237.73	2.75
	4B	102507	36648	4	146.59	1.70
	4C	47063	16826	4	67.30	0.78
Total					1376.66	15.93

2.5. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total

Le tableau 2.12 représente un récapitulatif de l'estimation des besoins en eau de chaque secteur pour les deux phases d'étude 1 et 4. Par ailleurs le tableau 2.13 représente la récapitulative générale de la consommation moyenne totale en eau pour chaque catégorie, qu'illustre la figure 2.8 :

Tableau 2.12 : Récapitulatif de l'estimation des besoins en eau par secteurs.

secteur	Besoins domestique	besoin public	Autres besoins	besoins moyens eau (m ³ /j)	Besoins moyens eau (l/s)
Phase 1					
1A	0	4	99.60	103.60	1.20
1B	287.5	46.32	133.58	467.40	5.41
1C	0	0	47.62	47.62	0.55
1D	147.6	2.40	61.66	211.66	2.45
1E	180.25	56.00	73.03	309.28	3.58
1F	135.1	135.00	55.48	325.58	3.77
1G	132.10	113.74	77.12	322.96	3.74
1H	231.00	159.48	54.12	444.60	5.15
1I	178.40	23.00	81.06	282.46	3.27
1J	201.30	19.20	76.32	296.82	3.44
1K	155.00	24.40	79.76	259.16	3.00
1L	112.50	46.32	52.59	211.41	2.45
1M	75.00	17.73	134.42	227.15	2.63
STADE	0	100	35.38	135.38	1.57
Phase 4					
4A	270.00	17.00	237.73	524.73	6.07
4B	397.50	147.69	146.59	691.78	8.01
4C	135.00	0	67.30	202.30	2.34
Total	2638.25	912.28	1513.37	5063.90	58.61

Tableau 2.13: Récapitulatif de la consommation moyenne total en eau.

Consommation moyenne total en eau		
Besoin	Besoin (m ³ /j)	besoin (l/s)
Besoins domestique	2 638.25	30.54
Besoins public	912.28	10.56
Autres besoins	1 513.37	17.52
Total	5 063.90	58.61

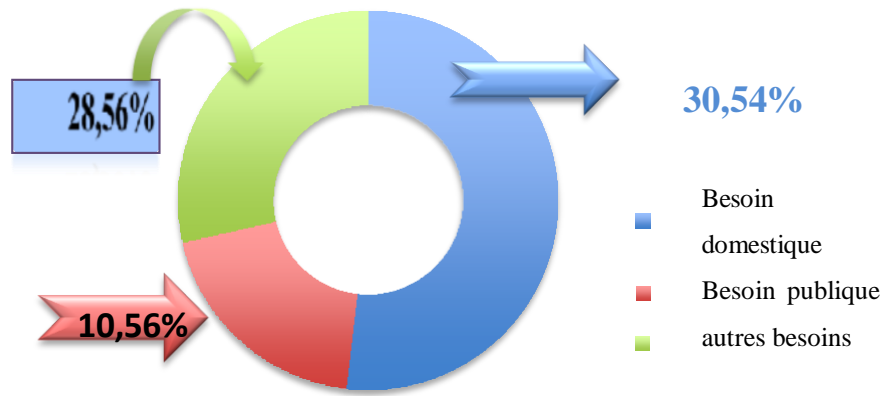


Figure 2.8: Récapitulatif de la consommation moyenne totale en eau en pourcentage.

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 le tableau 2.14 suivant :

Tabelau2.14 : estimation des besoins tenant compte des pertes.

Estimation des besoins en tenant compte des pertes			
besoins	perte(%)	Besoin (m ³ /j)	besoin (l/s)
Domestiques	0.20	3 165.90	36.64
Public	0.20	1 094.74	12.67
Autre	0.20	1 816.05	21.02
Total		6 076.68	70.33

La consommation moyenne journalière est évaluée à $Q_{mep} = 6076.68 \text{ m}^3/\text{j}$, 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.

2.8. Coefficient et débits de pointe

Le coefficient de pointe est un coefficient de majoration des débits à la consommation, pour les adaptés aux heures de pointe. Il calculé à partir de la formule suivante :

$$k_p = 1.5 + 2.5/\sqrt{Q_{mep}} \quad \text{Si } Q_{mep} < 2.8 \text{ l/sec} \quad (2.3)$$

$$k_p = 3 \quad \text{Si } Q_{mep} > 2.8 \text{ l/sec} \quad (2.4)$$

Dans notre cas, le coefficient de pointe journalier k_p a été pris égal à 1,2 [1]

2.8.1 Le débit de pointe

Les conduites doivent supporter les plus grands débits instantanés ainsi que le débit de pointe. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

$$Q_p = k_p \times Q_{mep} \quad (2.5)$$

Conclusion

Pour les besoin de la modélisation, la répartition des besoins en eau est obtenue grâce à l'évaluation la zone d'influence de chaque nœuds donné. Cette zone d'influence est répartie selon l'occupation des sols (différentes type d'habitation, équipements administratifs et secteur d'activités) et ensuite des dotations unitaires par typologie sont attribuées. Pour déduire la consommation de la population branchée les zones d'habitat sont délimitées selon la densité.

Les besoins en eau potable de notre zone d'étude sont estimés 6 076.68 (m³/j) soit 70.33 (l/s), Pour une population de 12620 habitants. Ceci nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et de dimensionner avec exactitude le réseau d'adduction afin de garantir le bon fonctionnement du réseau des quantités d'eau suffisantes.

Introduction

Le troisième chapitre est consacré au calcul déterministe du réseau de distribution d'eau de la nouvelle ville d'EL Méneaa, en particulier les phases 1 et 4 présentées au deuxième chapitre. La méthode d'HARDY-CROSS est utilisée pour le dimensionnement du réseau. Cette méthode itérative est basée sur la loi des nœuds pour l'équilibre des débits et la loi des mailles pour l'équilibre des charges. Une fois le réseau équilibré, nous procédons aux calculs des pressions aux nœuds. Celles-ci seront vérifiées par rapport aux valeurs admissibles dictées par les cahiers des charges.

3.1. Schéma d'aménagement étudié

Le plateau où va se développer la nouvelle ville d'EL Méneaa est relativement plat, avec une pente générale Ouest/Est, Nord/Sud. Le schéma d'aménagement de la ville d'El Méneaa a été proposé en fonction de ces conditions topographiques. Ce schéma consiste à positionner quelques ouvrages (réservoirs) à proximité des points hauts situés sur l'emprise de la ville tels qu'illustré en figure 3.1.

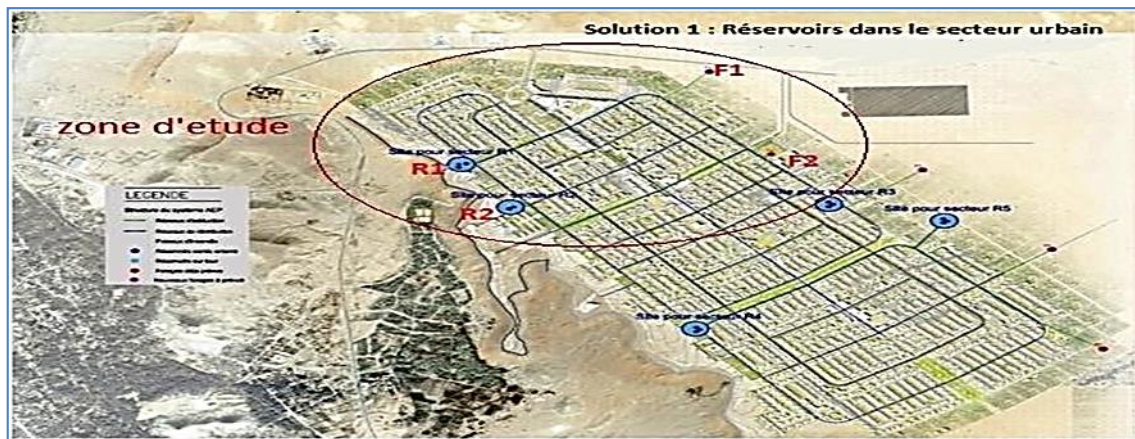


Figure 3.1 : Schéma d'aménagement de la zone d'étude (Phase 1 et 4).

3.2. Caractéristiques du réseau de distribution

3.2.2. Nature des conduites

Le choix de la nature des conduites est en fonction de la nature du terrain, des coûts de fourniture et type de mise en œuvre, des pressions nominales, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements les prises de branchements, la réparation, en cas de fuite. Pour notre réseau, le Polyéthylène à haute densité (PEHD) est adopté car les diamètres sont inférieurs à 350 mm. Chaque type de tuyau en mm à une gamme de diamètre nominal bien précise, pour le PEHD, ces diamètres sont donnés dans le tableau 3.1 :

Diametre normalisés PEHD (mm)
350
300
250
175
150
125
100
90
80
75
60
50
40
30

Tableau 3.1 : Diamètres nominaux du PEHD.

Notons que le calcul hydraulique se fait avec le diamètre Nominal des conduites.

3.2.3. Longueurs des conduites

Les longueurs des conduites sont obtenues à partir du plan final d'aménagement de la ville nouvelle d'El Ménéaa, telles que :

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

Les résultats des longueurs des différents tronçons de notre réseau sont représentés sur le tableau 3.2 ci-dessous :

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

N° d'arc	Longueur(m)	N° d'arc	Longueur(m)
L1	30	L22	261.63
L2	253	L23	257.02
L3	171.09	L24	284.9
L4	175.9	L25	303.35
L5	355.11	L26	30.88
L6	585	L27	25
L7	493.62	L28	355.28
L8	249	L29	263.44
L9	356.94	L30	232.8
L10	200	L31	208.92
L11	326	L32	212.16
L12	251	L33	182.11
L13	195	L34	876.11
L14	263.54	L35	500.45
L15	305.96	L36	338.28
L16	192	L37	344
L17	284	L38	482.36
L18	250	L39	202
L19	203	L40	10
L20	171	L41	10
L21	365	/	/

3.2.4. Nœuds

Les nœuds représentent des points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie d'eau. Ces nœuds se caractérisent par une cote de sol connue et un débit connu. Par ailleurs la pression au nœud reste l'inconnue à calculer.

- **Altitudes des nœuds**

Les résultats des altitudes sont donnés dans le tableau 3.3 :

Tableau 3.3 : Altitudes du réseau.

N° du nœud	Altitude (m)
J41	460
1B	454
1F	458
1E	453
1A	458
J65	461
1D	459
1C	461
J68	451
J69	446
1M	442
J71	457
1G	458
1I	451
1H	448
1J	451
1L	449
1K	444
J62	461
J66	459
J143	448
Stade	453
4B	454
4C	453
4A	453

3.3. Caractéristiques du système de stockage (châteaux d'eau)

- ❖ **Limitation de la hauteur des réservoirs**

La hauteur du réservoir H_R est estimée de sorte à garantir une pression minimale qui assure la déserte en eaux pour les usagers. Dans notre cas, elle sera fixée lors de la modélisation en fonction des la demande des usagers.

❖ Localisation des châteaux d'eau

Le choix du site 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 adéquat ;
- Limitation de l'éloignement par rapport à la zone de distribution ;
- implantation à proximité d'équipements importants (publics ou privés), permettent de faciliter une intégration paysagère.

Le plateau de la nouvelle ville d'El Ménéaa est relativement plat comme, il été souligné précédemment, le schéma d'aménagement étudié a permis la localisation des châteaux d'eau représentée sur la figure 3.3 qui suit :

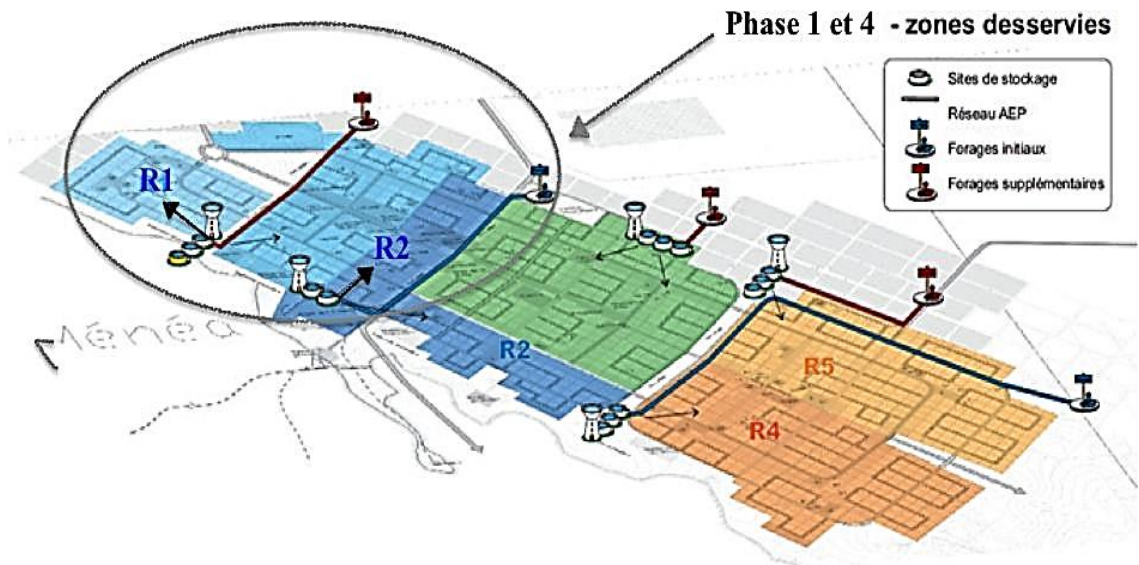


Figure 3.2 : Localisation des châteaux d'eau.

Tableau 3.4 : cote des réservoirs

	R1	R2	unités
cote des réservoirs	17,23	10	mètre(m)

❖ Volume des réservoirs

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'heure d'autonomie. Ainsi, sur chaque site de stockage, le volume total de stockage correspondra au minimum à la consommation de pointe journalière.

Chaque stockage comportera :

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

Les réservoirs R1 et R2 sont destinés à alimenter le réseau de distribution de la ville nouvelle d'EL MENEA(Figure 3.2).

❖ 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 Hg 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 de 0,5m et la cote du radier de la station de reprise plus de 0,2m. La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_g = C_d - C_a \quad (3.1)$$

Avec :

C_d : la cote de trop pleine 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 481,7m et F2 alimente le réservoir R2 qui se trouve à la cote 481,8m.

$$C_R = C_{TN} + H_R \quad (3.2)$$

Avec :

C_R : cote du réservoir.

C_{TN} : cote du terrain naturel.

H_R : hauteur du réservoir.

3.4. Calcul déterministe d'un réseau maillé

Le dimensionnement du réseau maille est effectué par la méthode d'HARDY-CROSS dont le principe sera présenté ci-dessous :

3.4.1. Principe de la méthode d'HARDY-CROSS

La méthode repose sur les deux lois ; à savoir la loi des nœuds et la loi des mailles qui sont équivalentes aux lois de Kirchhoff en électricité [4] :

❖ 1^{ère} loi : (loi des nœuds)

Pour chaque nœud, la somme des débits qui y entrent est égale à la somme des débits qui en sortent.

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 \quad (3.3)$$

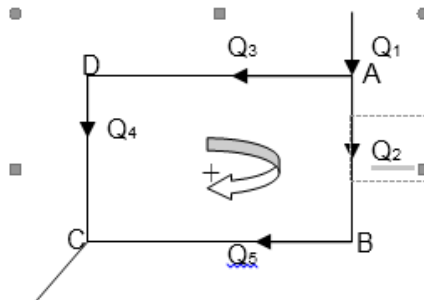


Figure 3.3 : Loi des nœuds.

❖ 2^{ème} loi : (loi des mailles)

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$J_1 - J_2 = 0 \quad (3.4)$$

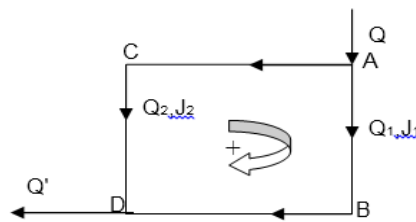


Figure 3.4 : loi des mailles.

La méthode d'**Hardy-Cross** est basée sur un ensemble d'itérations successives à partir d'un prédimensionnement grossier de chaque conduite du réseau. En utilisant la formule de Hazen Williams, on déduit les pertes de charges unitaires pour chaque traçons, puis en les multipliant par les longueurs de ces derniers, on obtient la perte charge totale ΔH dans un tronçon quelconque de la maille. La perte de charge est reliée au débit Q qui y passe par la formule (3.7) :

$$\sum \Delta H_{ij} = \sum R_{ij} * Q_{ij}^{1.852} \quad (3.5)$$

Avec :

$$R_{ij} \frac{1.218 \cdot 10^{10}}{chw_{ij}^{1.852}} * \frac{L_{ij}}{D_{ij}^{4.871}} \quad (3.6)$$

Où :

L : Longueur de tuyau en (m) ;

D : Diamètre du tuyau en (mm) ;

R_{ij} : La résistance hydraulique ;

Chw : Coefficient de rugosité de HAZEN WILLIAMS ;

Les valeurs de CHW sont définies dans le tableau suivant :

Tableau 3.5 : Valeurs de CHW

	court terme	Long terme
CHW	136	95

Le principe d'équilibre des pertes de charge se traduit par :

$$\sum \Delta H_{ij} = \sum R_{ij} * Q_{ij}^{1.852} = 0 \quad (3.7)$$

Le symbole \sum représente la somme algébrique de toutes les pertes de charge dans une maille formée par des tronçons véhiculant chacun le débit Q_i . Le sens positif considéré le long de la maille étant le sens des aiguilles d'une montre.

Pour satisfaire le principe d'équilibre des pertes de charge, nous calculons la correction de débit ΔQ à apporter à chaque débit estimé Q par l'équation suivante :

$$Q'_{ij} = Q_{ij} + \Delta Q \quad (3.8)$$

Q'_{ij} = débit corrigé,

Q_{ij} = débit estimé,

ΔQ = débit correctif.

Le débit corrigé à l'itération $k+1$ s'écrit alors :

$$Q_{ij}^{(k+1)} = Q_{ij}^{(k)} + \Delta Q^{(k)} \quad (3.9)$$

En remplaçant l'équation (3.9) dans l'équation de conservation des pertes de l'énergie en aura :

$$\sum_j \Delta H_{ij}^{(k+1)} = \sum_j R_{ij} \left[Q_{ij}^{(k+1)} \right]^{1.852} = 0 \quad (3.10)$$

On pose $\alpha = 1.852$

En remplace α dans l'équation (3.10), et en tenant compte de l'équation (3.9), il vient :

$$\sum_j R_{ij} \left[Q_{ij}^{(k)} + \Delta Q^{(k)} \right]^\alpha = 0 \quad (3.11)$$

Qui s'écrit :

$$\sum_j R_{ij} \left[Q_{ij}^{(k)} \right]^\alpha \left[1 + \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right]^\alpha = 0 \quad (3.12)$$

En appliquant le développement de Taylor [5], au voisinage de x, nous pouvons écrire :

$$(1 + x)^\alpha = 1 + \alpha x + \frac{\alpha(\alpha-1)}{2!} x^2 + \frac{\alpha(\alpha-1)(\alpha-2)\dots\alpha-(n-1)}{n!} x^n \quad (3.13)$$

Nous obtenons, pour $x = \frac{\Delta Q_{ij}}{Q_{ij}}$:

$$\left(1 + \frac{\Delta Q_{ij}^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right)^\alpha = \left[1 + \alpha \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q^{(k)}} + \frac{\alpha(\alpha-1)}{2!} \frac{\Delta Q^{(k)^2}}{\Delta Q^{(k)^2}} \dots \right] = 0 \quad (3.14)$$

Sachant que ΔQ_{ij} est très petites, ceci nous ramènes à négliger tous les termes de x d'ordre supérieur ou égal à deux. Ainsi, l'équation (3.12) devient :

$$\sum_j R_{ij} \left(Q_{ij}^{(k)} \right)^\alpha \left[1 + \alpha \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right] = 0 \quad (3.15)$$

Ou bien :

$$\sum_j R_{ij} \left(Q_{ij}^{(k)} \right)^\alpha + \sum_j R_{ij} \left[Q_{ij}^{(k)} \right]^\alpha \alpha \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} = 0 \quad (3.16)$$

Soit :

$$\sum_j R_{ij} \left(Q_{ij}^{(k)} \right)^\alpha + \alpha \Delta Q^{(k)} \sum_j R_{ij} \frac{\left[Q_{ij}^{(k)} \right]^\alpha}{Q_{ij}^{(k)}} = 0 \quad (3.17)$$

Ce qui donne :

$$\sum_j R_{ij} (Q_{ij}^{(k)})^\alpha + \alpha \Delta Q^{(k)} \sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^{(\alpha-1)} = 0 \quad (3.18)$$

Ce qui nous ramène l'expression du débit correctif suivante :

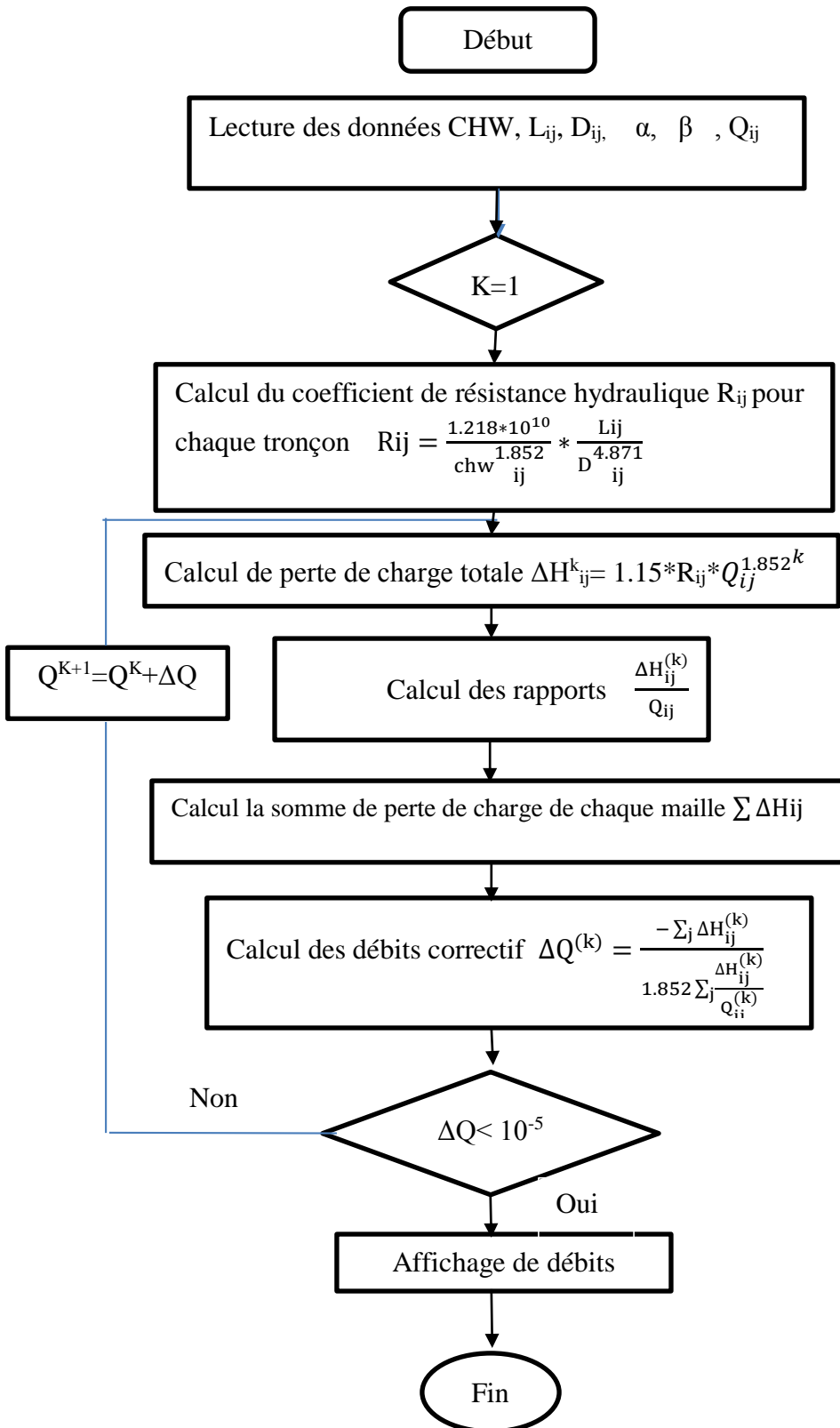
$$\Delta Q^{(k)} = \frac{-\sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha}{\alpha \sum_j \frac{R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha}{Q_{ij}^{(k)}}} \quad (3.19)$$

D'une autre manière :

$$\Delta Q^{(k)} = \frac{-\sum_j \Delta H_{ij}^{(k)}}{\alpha \sum_j \frac{\Delta H_{ij}^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}}} \quad (3.20)$$

Un organigramme récapitulant le calcul déterministe d'un réseau maillé par la méthode d'HARDY CROSS est donné ci-après :

3.4.2. Organigramme de calcul



3.5. Application au cas d'étude

La méthode d'HARDY CROSS est appliquée, dans ce chapitre, pour dimensionner le réseau maillé d'eau potable de la nouvelle ville d'El Ménéaa qui est présenté au premier chapitre. Ce réseau maillé est composé de 15 mailles et 25 nœuds, tels que l'illustre la figure 3.5. Le réseau est alimenté à partir de deux réservoirs R1 et R2. Les caractéristiques géométriques du réseau et des réservoirs sont illustrées dans les tableaux 3.6 et 3.7 respectivement :

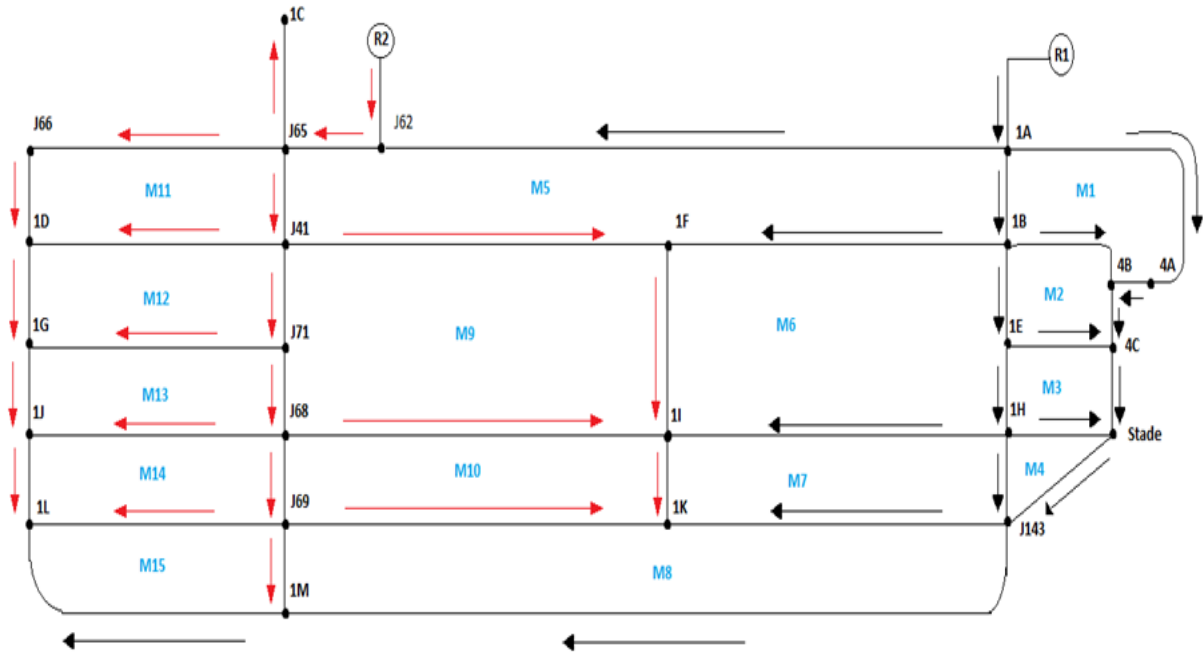


Figure 3.5 : Schéma du réseau maillé.

Tableau 3.6 : Caractéristiques géométriques du réseau

Données	Valeurs	unités
Nombre de lots	2524	
Nombre d'habitants par lot	5	
Nombre d'habitants total	12620	
Besoins des lotissements en eau	33.69	l/sec
Coefficient de pointe	1.20	
Besoins max des lotissements en eau	40.43	l/s
Longueur totale	10 995.97	m
Débit spécifique	0.0037	l/s/m
CHW	95.00	

Tableau 3.7 : Caractéristiques géométriques des réservoirs

	R1	R2	unités
Capacité	1000	1000	m ³
CTN	481,7	481,8	m
Hauteur (trop plein)	17,23	10	m
Débit	46,98	37,41	l/s

3.5.1. Calcul des débits des tronçons

Les débits soutirés au niveau de chaque tronçon (débits partiels) sont obtenus en fonction du débit spécifique Q_{sp} et de la longueur L_i du tronçon, soit :

$$Q_i = Q_{sp} * L_i \quad (3.21)$$

Le débit cumulé Q est obtenu à partir des débits partiels, tels qu'illustré dans le tableau 3.7.

3.5.2. Calcul des diamètres et des vitesses

Les diamètres économiques sont calculés à partir de la relation de Bonin [2]

$$D_{eco} = \sqrt{Q} \quad (3.22)$$

Avec :

D_{eco} : diamètres économiques (mm) ;

Q : débit cumulé en (m³/s) ;

La vitesse V est calculée par la relation de continuité, soit :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*DN^2} \quad (3.23)$$

Avec :

V : la vitesse (m/s) ;

DN : le diamètre normalisé en (m).

Les résultats de calcul des débits, des diamètres et des vitesses sont présentés dans le tableau 3.7. Il y'a lieu de constater que certains tronçons présentent des vitesses inférieures à la vitesse minimale admise ($v_{min}=0.5$ m/s). Celles-ci seront bien sur corrigées avec les nouveaux débits.

Tableau 3.8 : Résultats de calcul des diamètres et des vitesses du réseau.

Tronçons	L (m)	Qpartiel (l/s)	Qcumul (l/s)	Dec	DN (mm)	V (m/s)	CTN Amont(m)	CTN aval(m)
R1-1A	30.00	0.00	22.51	150.02	250.00	0.46	481.70	458.00
R2-J62	30.88	0.00	17.92	133.87	250.00	0.37	481.80	461.00
Maille N° 01								
1A-4A	876.11	3.22	10.56	102.74	175.00	0.44	458.00	453.00
1A-1B	253.00	0.93	9.44	97.18	175.00	0.39	458.00	454.00
1B-4B	500.45	1.84	1.84	42.89	60.00	0.65	454.00	454.00
4A-4B	10.00	0.04	7.34	85.65	150.00	0.42	453.00	454.00
Maille N° 02								
1B-1E	171.09	0.63	5.76	75.89	150.00	0.33	454.00	453.00
1E-4C	338.28	1.24	1.24	35.27	50.00	0.63	453.00	453.00
4B-4C	10.00	0.04	7.30	85.43	125.00	0.59	454.00	453.00
Maille - N° 03								
1E-1H	175.90	0.65	3.89	62.34	100.00	0.49	453.00	448.00
1H-STADE	344.00	1.26	1.26	35.56	50.00	0.64	448.00	453.00
4C-STADE	202.00	0.74	7.26	85.22	125.00	0.59	453.00	453.00
Maille - N° 04								
1H-J143	355.11	1.31	1.31	36.13	60.00	0.46	448.00	448.00
STADE-J143	482.36	1.77	6.52	80.74	125.00	0.53	453.00	448.00
Maille - N° 05								
1B-1F	249.00	0.92	0.92	30.26	60.00	0.32	454.00	458.00
J41-1F	263.44	0.97	2.28	47.76	80.00	0.45	460.00	458.00
J65-J41	251.00	0.92	13.15	114.67	175.00	0.55	461.00	460.00
J62-J65	25.00	0.09	17.92	133.87	250.00	0.37	461.00	461.00
1A-J62	355.28	1.31	2.50	50.05	80.00	0.50	458.00	461.00
Maille - N° 06								
1H-1I	182.11	0.67	0.67	25.88	50.00	0.34	448.00	451.00
1F-1I	356.94	1.31	1.31	36.23	75.00	0.30	458.00	451.00
Maille - N° 07								
J143-1K	212.16	0.78	0.78	27.93	50.00	0.40	448.00	444.00
1I-1K	200.00	0.74	0.74	27.12	50.00	0.37	451.00	444.00
Maille - N° 08								
J143-1M	585.00	2.15	3.97	62.97	125.00	0.32	448.00	442.00
J69-1K	208.92	0.77	0.77	27.71	50.00	0.39	446.00	444.00
J69-1M	192.00	0.71	0.71	26.57	50.00	0.36	446.00	442.00
Maille - N° 09								
J68-1I	232.80	0.86	1.59	39.89	60.00	0.56	451.00	451.00
J41-J71	195.00	0.72	8.98	94.78	150.00	0.51	460.00	457.00
J71-J68	263.54	0.97	7.32	85.57	125.00	0.60	457.00	451.00
Maille - N° 10								
J68-J69	305.96	1.12	3.71	60.94	100.00	0.47	451.00	446.00
Maille - N° 11								
J41-1D	261.63	0.96	0.96	31.01	50.00	0.49	460.00	459.00
J65-J66	284.00	1.04	4.68	68.41	125.00	0.38	461.00	459.00
J66-1D	250.00	0.92	3.64	60.30	100.00	0.46	459.00	459.00
Maille - N° 12								
J71-1G	257.02	0.94	0.94	30.74	50.00	0.48	457.00	458.00
1D-1G	203.00	0.75	2.72	52.12	80.00	0.54	459.00	458.00
Maille - N° 13								
J68-1J	284.90	1.05	1.05	32.36	50.00	0.53	451.00	451.00
1G-1J	171.00	0.63	1.97	44.39	80.00	0.39	458.00	451.00
Maille - N° 14								
J69-1L	303.35	1.12	1.12	33.40	75.00	0.25	446.00	449.00
1J-1L	365.00	1.34	1.34	36.63	80.00	0.27	451.00	449.00
Maille - N° 15								
1M-1L	493.62	1.81	1.81	42.60	80.00	0.36	449.00	442.00
Ramification								
J65-1C	326.00	1.20	1.20	34.62	50.00	0.61	461.00	461.00
TOTAL	10995.97	40.43						

3.5.3. Equilibre des mailles

L'équilibre des mailles consiste à corriger les débits initiaux dans le réseau. Cet équilibre est effectué par itérations successives. Une macro en Visual Basic est élaborée à cet effet (Figure 3.6). L'équilibre des mailles est obtenu au bout de 200 itérations.

```

Sub lancer ()
'
' lancer Macro
'
' Touche de raccourci du clavier: Ctrl+I
'
n = Sheets("equilibre").Cells(1, "a")
For i = 1 To n
' Introduire les premiers débits
Sheets("iteration").Cells(8, "E") = Sheets("equilibre").Cells(8, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(9, "E") = Sheets("equilibre").Cells(9, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(10, "E") = Sheets("equilibre").Cells(10, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(11, "E") = Sheets("equilibre").Cells(11, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(17, "E") = Sheets("equilibre").Cells(17, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(18, "E") = Sheets("equilibre").Cells(18, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(19, "E") = Sheets("equilibre").Cells(19, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(20, "E") = Sheets("equilibre").Cells(20, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(26, "E") = Sheets("equilibre").Cells(26, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(27, "E") = Sheets("equilibre").Cells(27, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(28, "E") = Sheets("equilibre").Cells(28, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(29, "E") = Sheets("equilibre").Cells(29, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(35, "E") = Sheets("equilibre").Cells(35, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(36, "E") = Sheets("equilibre").Cells(36, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(37, "E") = Sheets("equilibre").Cells(37, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(43, "E") = Sheets("equilibre").Cells(43, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(44, "E") = Sheets("equilibre").Cells(44, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(45, "E") = Sheets("equilibre").Cells(45, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(46, "E") = Sheets("equilibre").Cells(46, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(47, "E") = Sheets("equilibre").Cells(47, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(48, "E") = Sheets("equilibre").Cells(48, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(54, "E") = Sheets("equilibre").Cells(54, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(55, "E") = Sheets("equilibre").Cells(55, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(56, "E") = Sheets("equilibre").Cells(56, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(57, "E") = Sheets("equilibre").Cells(57, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(58, "E") = Sheets("equilibre").Cells(58, i + 1)
Sheets("iteration").Cells(64, "E") = Sheets("equilibre").Cells(64, i + 1)
Next i
End Sub
    
```

Figure 3.6 : macro utilisée pour le calcul d'équilibre du réseau.

Les résultats des débits, après équilibre de toutes les mailles sont présentés ci-dessous (tableaux 3.9) :

Tableaux3.9 : Résultats d'équilibre après les 200 itérations

Itération n° 200									
maille 1									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
1A-4A	1	175.00	876.110	22.60	0.04	13.07	578.48	-0.00	22.60
1A-1B	-1	175.00	253.000	16.39	0.01	-2.08	127.07	-0.00	16.39
1B-4B	-1	60.00	500.450	1.68	3.71	-11.16	6 639.90	-0.00	1.68
4A-4B	1	150.00	10.000	16.52	0.00	0.18	10.71	-0.00	16.52
						0.00	7 356.16		
						DQ	-0.000		

Itération n°200									
Maille 2									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
1B-4B	1	60.00	500.450	1.86	2.89	10.49	5 639.72	- 0.00	1.86
1B-1E	-1	150.00	171.090	11.08	0.01	- 1.13	101.64	- 0.00	11.08
1E-4C	-1	50.00	338.280	1.36	4.75	- 9.69	7108.52	- 0.00	1.36
4B-4C	1	125.00	10.000	16.22	0.00	0.32	19.97	- 0.00	16.22
						0.00	12 869.85		
						DQ	- 0.000		

itération n°200									
maille 3									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
1E-4C	1	50.00	338.280	1.36	4.75	9.69	7 108.52	- 0.00	1.36
1E-1H	-1	100.00	175.900	8.40	0.08	- 5.00	595.07	- 0.00	8.40
1H-STADE	-1	50.00	344.000	1.39	4.83	- 10.29	7 373.02	- 0.00	1.39
4C-STADE	1	125.00	202.000	14.91	0.03	5.60	375.52	- 0.00	14.91
						0.00	15 452.13		
						DQ	- 0.000		

Itération n°200									
maille 4									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
1H-STADE	1	50.00	344.000	1.26	6.20	10.94	8 678.86	0.00	1.26
1H-J143	-1	60.00	355.110	2.82	2.63	- 20.62	7 316.80	0.00	2.82
STADE-J143	1	125.00	482.360	10.95	0.10	9.69	884.66	- 0.00	10.95
						0.00	16 880.32		
						DQ	- 0.000		

Itération n°200									
maille 5									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
1A-1B	1	175.00	253.000	16.39	0.01	2.08	127.07	0.00	16.39
1B-1F	1	60.00	249.000	2.94	1.85	15.64	5 318.54	0.00	2.94
J41-1F	-1	80.00	263.440	3.74	0.48	- 6.36	1 701.27	0.00	3.74
J65-J41	-1	175.00	251.000	22.56	0.01	- 3.73	165.50	- 0.00	22.56
J62-J65	-1	250.00	25.000	32.56	0.00	- 0.13	3.97	- 0.00	32.56
1A-J62	-1	80.00	355.280	3.48	0.65	- 7.49	2 155.43	- 0.00	3.48
						0.00	9 471.78		
						DQ	- 0.00		

Itération n°200									
maille 6									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
1B-1E	1	150.00	171.090	10.01	0.01	1.20	119.65	0.00	10.01
1E-1H	1	100.00	175.900	7.60	0.11	5.32	700.53	0.00	7.60
1H-1I	1	50.00	182.110	2.30	3.28	17.59	7 659.25	0.00	2.30
1B-1F	-1	60.00	249.000	2.94	1.85	- 15.64	5 318.54	- 0.00	2.94
1F-1I	-1	75.00	356.94	3.13	0.89	- 8.47	2 708.95	0.00	3.13
						0.00	16 506.92		
						DQ	- 0.000		

Itération n°200									
maille 7									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
1H-J143	1	60.00	355.110	2.82	2.63	20.62	7 316.80	- 0.00	2.82
J143-1K	1	50.00	212.160	1.37	3.82	7.83	5 733.45	- 0.00	1.37
1H-1I	-1	50.00	182.110	2.30	3.28	-17.59	7 659.25	- 0.00	2.30
1I-1K	-1	50.00	200.000	1.68	3.60	-10.86	6 454.35	- 0.00	1.68
						0.01	27 163.84		
						DQ	- 0.000		

Itération n°200									
maille 8									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
J143-1M	1	125.00	585.0	6.59	0.12	4.59	696.29	-0.00	6.59
J143-1K	-1	50.00	212.160	1.37	3.82	-7.83	5 733.45	0.00	1.37
J69-1k	1	50.00	208.9	1.26	3.76	6.63	5 265.67	0.00	1.26
J69-1M	-1	50.00	192.000	0.92	3.46	-3.38	3 691.33	- 0.00	0.92
						0.00	15 386.73		
						DQ	- 0.000		

Iteration n°200									
maille 9									
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
1F-1I	1	75.00	356.94	3.13	0.89	8.47	2 708.95	- 0.00	3.13
J68-1I	-1	60.00	232.80	1.61	1.73	- 4.82	2 984.20	- 0.00	1.61
J41-1F	1	80.00	263.44	3.74	0.48	6.36	1 701.27	- 0.00	3.74
J41-J71	-1	150.00	195.00	15.76	0.02	- 3.16	200.73	- 0.00	15.76
J71-J68	-1	125.00	263.54	12.58	0.05	- 6.85	544.15	- 0.00	12.58
						0.00	8 139.30		
						DQ	- 0.000		

Iteration n°200										
maille 10										
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)	
I1-1K	1	50.00	200.00	1.68	3.60	10.86	6 454.35	0.00	1.68	
J69-1k	-1	50.00	208.920	1.26	3.76	- 6.63	5 265.67	- 0.00	1.26	
J68-1I	1	60.00	232.800	1.61	1.73	4.82	2 984.20	0.00	1.61	
J68-J69	-1	100.00	305.960	7.50	0.19	- 9.05	1 205.83	- 0.00	7.50	
							0.00	15 910.05		
							DQ	- 0.000		

Iteration n°200										
maille 11										
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)	
J65-J41	1	175.00	251.000	22.56	0.01	3.73	165.50	0.00	22.56	
J41-1D	1	50.00	261.630	1.31	4.71	9.00	6 841.96	0.00	1.31	
J65-J66	-1	125.00	284.000	9.83	0.06	- 4.67	475.18	- 0.00	9.83	
J66-1D	-1	100.00	250.000	7.86	0.15	- 8.06	1 025.11	- 0.00	7.86	
							0.00	8 507.74		
							DQ	- 0.000		

Iteration n°200										
maille 12										
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)	
J41-J71	1	150.00	195.000	15.76	0.02	3.16	200.73	0.00	15.76	
J71-1G	1	50.00	257.020	1.83	4.63	16.28	8 901.76	0.00	1.83	
J41-1D	-1	50.00	261.630	1.31	4.71	- 9.00	6 841.96	- 0.00	1.31	
1D-1G	-1	80.00	203.000	5.63	0.37	- 10.44	1 856.21	- 0.00	5.63	
							0.00	17 800.67		
							DQ	- 0.000		

Iteration n°200										
maille 13										
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)	
J71-J68	1	125.00	263.540	12.58	0.05	6.85	544.15	0.00	12.58	
J68-1J	1	50.00	284.900	1.64	5.13	14.69	8 978.29	0.00	1.64	
J71-1G	-1	50.00	257.020	1.83	4.63	- 16.28	8 901.76	- 0.00	1.83	
1G-1J	-1	80.00	171.000	4.26	0.31	- 5.26	1 234.52	- 0.00	4.26	
							0.00	19 658.72		
							DQ	- 0.000		

Iteration n°200										
maille 14										
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)	
J68-J69	1	100.00	305.960	7.50	0.19	9.05	1 205.83	0.00	7.50	
J69-1L	1	75.00	303.350	3.21	0.76	7.54	2 352.05	0.00	3.21	
J68-1J	-1	50.00	284.900	1.44	5.13	-11.64	8 066.02	- 0.00	1.44	
1J-1L	-1	80.00	365.000	2.74	0.67	- 4.94	1 806.56	- 0.00	2.74	
							0.00	13 430.47		
							DQ	- 0.000		

Iteration n°200										
maille 15										
Tronçons	sens	DN(mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)	
J69-1M	1	50.00	192.000	0.92	3.46	3.38	3 691.33	0.00	0.92	
1M -1L	1	80.00	493.620	2.12	0.90	4.16	1 963.37	- 0.00	2.12	
J69-1L	-1	75.00	303.350	3.21	0.76	- 7.54	2 352.05	- 0.00	3.21	
							0.00	8 006.74		
							DQ	- 0.000		

3.5.4. Calcul des pressions aux nœuds

La vérification des pressions au niveau de chaque nœud sera obtenue à partir des cotes piézométriques, conformément aux relations (3.24) et (3.25) :

- La cote piézométrique (CP)

$$CP = \text{Hamont} - \Delta H \quad (3.24)$$

- La pression aux nœuds

$$P = CP - CTN \quad (3.25)$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau (3.10). Notons que la cote du trop-plein du premier réservoir est à 17,23 m et second réservoir est à 10 m

Tableau 3.10 : Valeurs des pressions aux nœuds.

Tronçons	L (m)	Q équilibrés (l/s)	DN (mm)	Rij (l/s)	V (m/s)	CTN amont	CTN aval	DH (m)	CP amont (m)	CP aval (m)	P(amont) (m)	P(aval) (m)
R1-1A	30,00	46,98	250,00	0,00	0,96	481,70	458,00	0,24	498,93	498,69	17,226	40,688
R2-J62	30,88	37,41	250,00	0,00	0,76	481,80	461,00	0,16	491,80	491,64	10,000	30,639
Maille N° 01												
1A-4A	876,11	25,00	175,00	0,03	1,04	458,00	453,00	12,28	498,69	486,41	40,688	33,405
1A-1B	253,00	18,14	175,00	0,01	0,75	458,00	454,00	1,96	498,69	496,73	40,688	42,730
1B-4B	500,45	1,86	60,00	2,89	0,66	454,00	454,00	10,49	496,73	486,24	42,730	32,239
4A-4B	10,00	18,28	150,00	0,00	1,03	453,00	454,00	0,17	486,41	486,24	33,405	32,239
Maille - 02												
1B-4B	500,45	1,86	60,00	2,89	0,66	454,00	454,00	10,49	496,73	486,24	42,730	32,239
1B-1E	171,09	11,08	150,00	0,01	0,63	454,00	453,00	1,13	496,73	495,60	42,730	42,604
1E-4C	338,28	1,36	50,00	4,75	0,69	453,00	453,00	9,69	495,60	485,92	42,604	32,915
4B-4C	10,00	16,22	125,00	0,00	1,32	454,00	453,00	0,32	486,24	485,92	32,239	32,915
Maille - 03												
1E-4C	338,28	1,36	50,00	4,75	0,69	453,00	453,00	9,69	495,60	485,92	42,604	32,915
1E-1H	175,90	8,40	100,00	0,08	1,07	453,00	448,00	5,00	495,60	490,60	42,604	42,603
1H-STADE	344,00	1,39	50,00	4,83	0,71	448,00	453,00	10,29	490,60	480,32	42,603	27,317
4C-STADE	202,00	14,91	125,00	0,03	1,21	453,00	453,00	5,60	485,92	480,32	32,915	27,317
Maille - 04												
1H-STADE	344,00	1,39	50,00	4,83	0,71	448,00	453,00	10,29	490,60	480,32	42,603	27,317
1H-J143	355,11	3,12	60,00	2,05	1,10	448,00	448,00	19,38	490,60	471,22	42,603	23,218
STADE-J143	482,36	12,11	125,00	0,08	0,99	453,00	448,00	9,10	480,32	471,22	27,317	23,218
Maille - 05												
1A-1B	253,00	18,14	175,00	0,01	0,75	458,00	454,00	1,96	498,69	496,73	40,688	42,730
1B-1F	249,00	3,25	60,00	1,44	1,15	454,00	458,00	14,70	496,73	482,03	42,730	24,029
J41-1F	263,44	4,14	80,00	0,37	0,82	460,00	458,00	5,98	488,01	482,03	28,008	24,029
J65-J41	251,00	24,96	175,00	0,01	1,04	461,00	460,00	3,51	491,52	488,01	30,518	28,008
J62-J65	25,00	36,03	250,00	0,00	0,73	461,00	461,00	0,12	491,64	491,52	30,639	30,518
1A-J62	355,28	3,85	80,00	0,51	0,77	458,00	461,00	7,05	498,69	491,64	40,688	30,639
Maille - 06												
1B-1E	171,09	11,08	150,00	0,01	0,63	454,00	453,00	1,13	496,73	495,60	42,730	42,604
1E-1H	175,90	8,40	100,00	0,08	1,07	453,00	448,00	5,00	495,60	490,60	42,604	42,603
1H-II	182,11	2,54	50,00	2,56	1,29	448,00	451,00	16,53	490,60	474,07	42,603	23,070
1B-1F	249,00	3,25	60,00	1,44	1,15	454,00	458,00	14,70	496,73	482,03	42,730	24,029
1F-II	356,94	3,46	75,00	0,70	0,78	458,00	451,00	7,96	482,03	474,07	24,029	23,070
Maille - 07												
1H-J143	355,11	3,12	60,00	2,05	1,10	448,00	448,00	19,38	490,60	471,22	42,603	23,218
J143-1K	212,16	1,51	50,00	2,98	0,77	448,00	442,00	7,36	471,22	463,86	23,218	21,859
1H-II	182,11	2,54	50,00	2,56	1,29	446,00	444,00	16,53	490,60	474,07	44,603	30,070
1I-1K	200,00	1,86	50,00	2,81	0,95	446,00	442,00	10,21	474,07	463,86	28,070	21,859
Maille - 08												
J143-1M	585,00	7,29	125,00	0,09	0,59	448,00	442,00	4,31	471,22	466,91	23,218	24,908

Tableau 3.10 : Valeurs des pressions aux nœuds (Suite)

J143-1K	212,16	1,51	50,00	2,98	0,77	448,00	442,00	7,36	471,22	463,86	23,218	21,859
J69-1K	208,92	1,39	50,00	2,93	0,71	446,00	444,00	6,23	470,09	463,86	24,092	19,859
J69-1M	192,00	1,01	50,00	2,69	0,52	446,00	442,00	3,18	470,09	466,91	24,092	24,908
Maille - 09												
1F-1I	356,94	3,46	75,00	0,70	0,78	458,00	451,00	7,96	482,03	474,07	24,029	23,070
J68-1I	232,80	1,79	60,00	1,34	0,63	451,00	451,00	4,53	478,60	474,07	27,598	23,070
J41-1F	263,44	4,14	80,00	0,37	0,82	460,00	458,00	5,98	488,01	482,03	28,008	24,029
J41-J71	195,00	17,44	150,00	0,01	0,99	460,00	457,00	2,97	488,01	485,03	28,008	28,034
J71-J68	263,54	13,92	125,00	0,04	1,13	457,00	451,00	6,44	485,03	478,60	28,034	27,598
Maille - 10												
1I-1K	200,00	1,86	50,00	2,81	0,95	446,00	442,00	10,21	474,07	463,86	28,070	21,859
J69-1K	208,92	1,39	50,00	2,93	0,71	446,00	444,00	6,23	470,09	463,86	24,092	19,859
J68-1I	232,80	1,79	60,00	1,34	0,63	451,00	451,00	4,53	478,60	474,07	27,598	23,070
J68-J69	305,96	8,30	100,00	0,15	1,06	451,00	446,00	8,51	478,60	470,09	27,598	24,092
Maille - 11												
J65-J41	251,00	24,96	175,00	0,01	1,04	461,00	460,00	3,51	491,52	488,01	30,518	28,008
J41-1D	261,63	1,45	50,00	3,67	0,74	460,00	459,00	8,46	488,01	479,55	28,008	20,553
J65-J66	284,00	10,88	125,00	0,05	0,89	461,00	459,00	4,39	491,52	487,13	30,518	28,127
J66-1D	250,00	8,70	100,00	0,12	1,11	459,00	459,00	7,57	487,13	479,55	28,127	20,553
Maille - 12												
J41-J71	195,00	17,44	150,00	0,01	0,99	460,00	457,00	2,97	488,01	485,03	28,008	28,034
J71-1G	257,02	2,02	50,00	3,61	1,03	457,00	458,00	15,30	485,03	469,74	26,034	11,735
J41-1D	261,63	1,45	50,00	3,67	0,74	460,00	459,00	8,46	488,01	479,55	28,008	20,553
1D-1G	203,00	6,23	80,00	0,29	1,24	459,00	458,00	9,82	479,55	469,74	20,553	11,735
Maille - 13												
J71-J68	263,54	13,92	125,00	0,04	1,13	457,00	451,00	6,44	485,03	478,60	28,034	27,598
J68-1J	284,90	1,81	50,00	4,00	0,92	451,00	451,00	13,81	478,60	464,79	27,598	13,786
J71-1G	257,02	2,02	50,00	3,61	1,03	457,00	458,00	15,30	485,03	469,74	28,034	11,735
1G-1J	171,00	4,72	80,00	0,24	0,94	458,00	451,00	4,95	469,74	464,79	11,735	13,786
Maille - 14												
J68-J69	305,96	8,30	100,00	0,15	1,06	451,00	446,00	8,51	478,60	470,09	27,598	24,092
J69-1L	303,35	3,55	75,00	0,59	0,80	446,00	449,00	7,09	470,09	463,00	24,092	14,005
J68-1J	284,90	1,60	50,00	4,00	0,81	451,00	451,00	10,94	478,60	467,66	27,598	16,656
1J-1L	365,00	3,03	80,00	0,52	0,60	451,00	449,00	4,65	467,66	463,00	16,656	14,005
Maille - 15												
J69-1M	192,00	1,01	50,00	2,69	0,52	446,00	442,00	3,18	470,09	466,91	24,092	24,908
1M-1L	493,62	2,34	80,00	0,70	0,47	449,00	442,00	3,90	466,91	463,00	17,908	21,005
J69-1L	303,35	3,55	75,00	0,59	0,80	446,00	449,00	7,09	470,09	463,00	24,092	14,005
Ramification												
J65-1C	326,00	1,38	50,00	4,58	0,70	461,00	461,00	9,51	491,52	482,01	30,518	21,012

3.5.5. Analyse des résultats

L'analyse du réseau est effectuée en fonction du coefficient de perte de charge CHW. Deux valeurs caractéristiques sont considérées ; à savoir CHW=95 qui représente le réseau à long terme (conduites vétuste) et CHW =136 correspondant à la situation de mise en service (conduites neuves).

3.5.5.1. Situation à long terme (Chw=95)

Les résultats de calcul des pressions dans le réseau, en situation long terme, sont données dans les tableaux 3.11 à 3.26 et illustrés par les figures 3.7 à 3.22. On note que les courbes piézométriques, pour les 15 mailles, sont circonscrites à l'intérieur du fuseau des pressions max et min admissible. Ce qui signifie que le réseau est bien dimensionné eu égard aux conditions hydrauliques exigées par les standards.

Néanmoins, les résultats de la simulation du réseau sur le long terme (Chw= 95) révèle des surpressions au niveau des nœuds 1A, 1B, 1E, 1H, qui avoisine la pression maximale. Ces nœuds pourraient poser un problème de surpression pour les installations domestiques à la mise en service du réseau lorsqu'il est neuf (Chw=136). D'où la nécessité de faire la vérification de cette situation. Par ailleurs, les résultats révèlent aussi une pression qui avoisine la Pmin admissible au niveau des nœuds 1G et 1J. Ces nœuds doivent être des points d'attention pour l'organisme de gestion.

Tableau 3.11: Caractéristiques de la maille 1 pour CHW=95

Maille 1						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1A	0.00	0.00	458.00	498.69	465.00	502.00
4A	876.11	876.11	453.00	486.41	460.00	497.00
4B	10.00	886.11	454.00	486.24	461.00	498.00
1B	500.45	1386.56	454.00	496.73	461.00	498.00
1A	253.00	1639.56	458.00	498.69	465.00	502.00

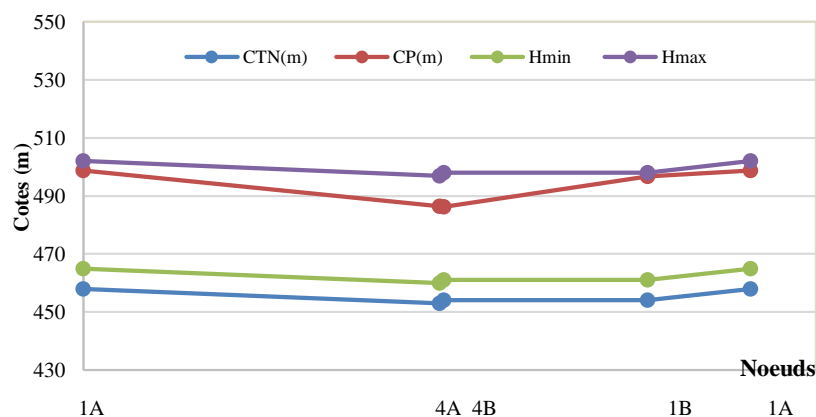


Figure 3.7 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 1».

Tableau 3.12 : Caractéristiques de la maille 2 pour CHW=95

Maille 2						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1B	0.00	0.00	454.00	496.73	461.00	498.00
4B	500.45	500.45	454.00	486.24	461.00	498.00
4C	10.00	510.45	453.00	485.92	460.00	497.00
1E	338.28	848.73	453.00	495.60	460.00	497.00
1B	171.09	1 019.82	454.00	496.73	461.00	498.00

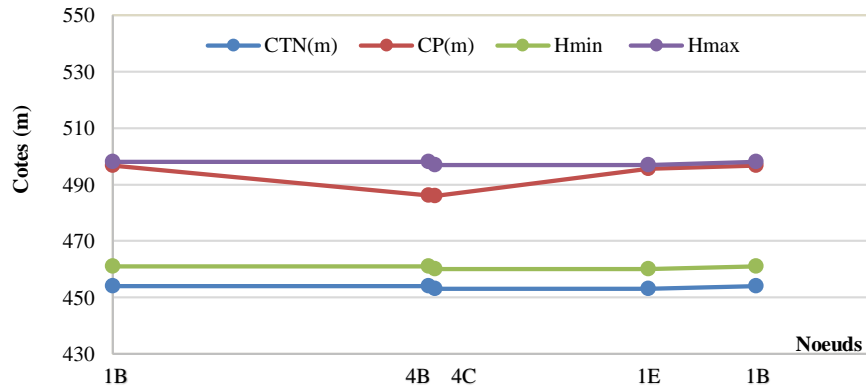


Figure 3.8 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 2».

Tableau 3.13 : Caractéristiques de la maille 3 pour CHW=95

Maille 3						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1E	0.00	0.00	453.00	495.60	460.00	497.00
4C	338.28	338.28	453.00	485.92	460.00	497.00
STADE	202.00	540.28	453.00	480.32	460.00	497.00
1H	344.00	884.28	448.00	490.60	455.00	492.00
1E	175.90	1060.18	453.00	495.60	460.00	497.00

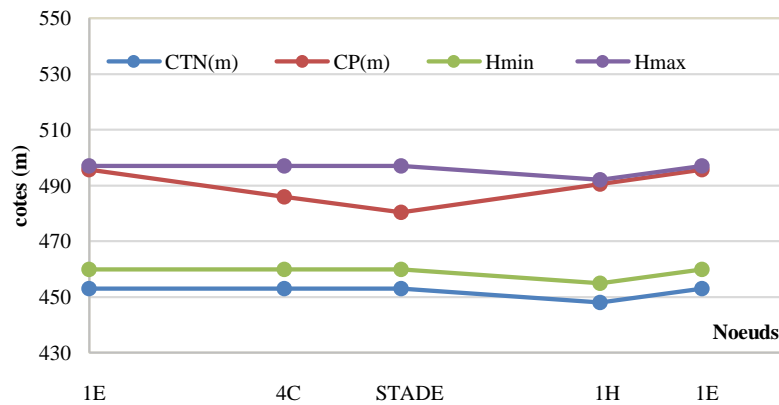


Figure 3.9 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 3».

Tableau 3.14 : Caractéristiques de la maille 4 pour CHW=95

Maille 4						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1H	0.00	0.00	448.00	490.60	455.00	492.00
STADE	344.00	344.00	453.00	480.32	460.00	497.00
J143	482.36	826.36	448.00	471.22	455.00	492.00
1H	355.11	1181.47	448.00	490.60	455.00	492.00

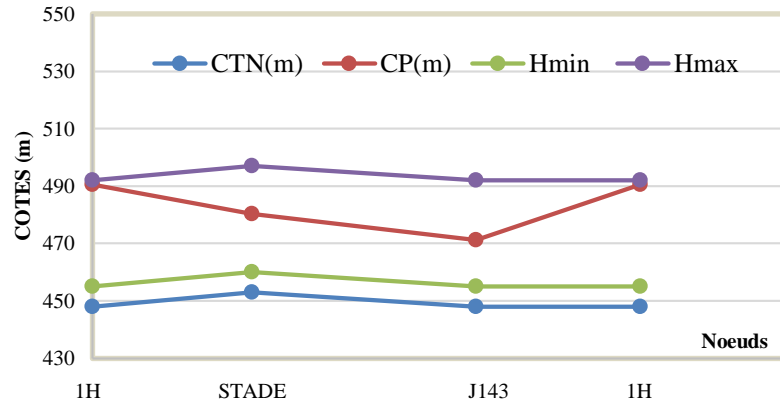


Figure 3.10: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 4».

Tableau 3.15 : Caractéristiques de la maille 5 pour CHW=95

Maille 5						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1A	0.00	0.00	458.00	498.69	465.00	502.00
1B	253.00	253.00	454.00	496.73	461.00	498.00
1F	249.00	502.00	458.00	482.03	465.00	502.00
J41	263.44	765.44	460.00	488.01	467.00	504.00
J65	251.00	1016.44	461.00	491.52	468.00	505.00
J62	25.00	1041.44	461.00	491.64	468.00	505.00
1A	355.28	1396.72	458.00	498.69	465.00	502.00

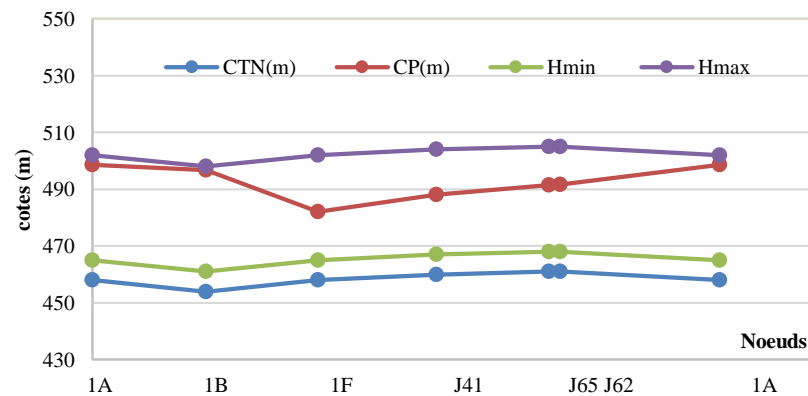


Figure 3.11: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 5».

Tableau 3.16 : Caractéristiques de la maille 6 pour CHW=95

Maille 6						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1B	0.00	0.00	454.00	496.73	461.00	498.00
1E	171.09	171.09	453.00	495.60	460.00	497.00
1H	175.90	346.99	448.00	490.60	455.00	492.00
1I	182.11	529.10	451.00	474.07	458.00	495.00
1F	356.94	886.04	458.00	482.03	465.00	502.00
1B	249.00	1135.04	454.00	496.73	461.00	498.00

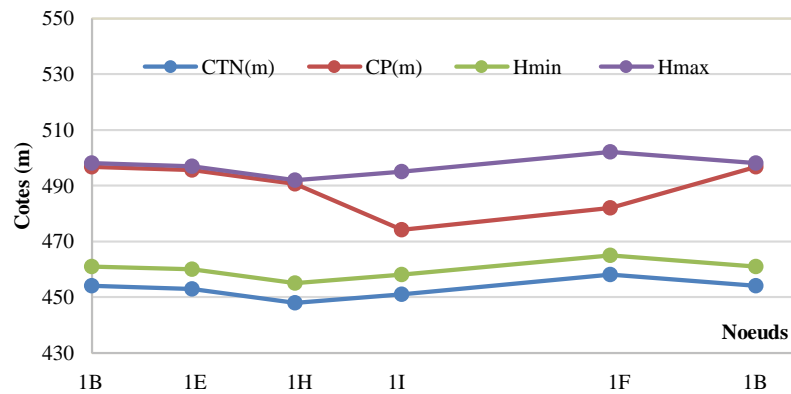


Figure3.12: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 6».

Tableau 3.17 : Caractéristiques de la maille 7 pour CHW=95

Maille 7						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1H	0.00	0.00	448.00	490.60	455.00	492.00
J143	355.11	355.11	448.00	471.22	455.00	492.00
1K	212.16	567.27	442.00	463.86	449.00	486.00
1I	200.00	767.27	451.00	474.07	458.00	495.00
1H	182.11	949.38	448.00	490.60	455.00	492.00

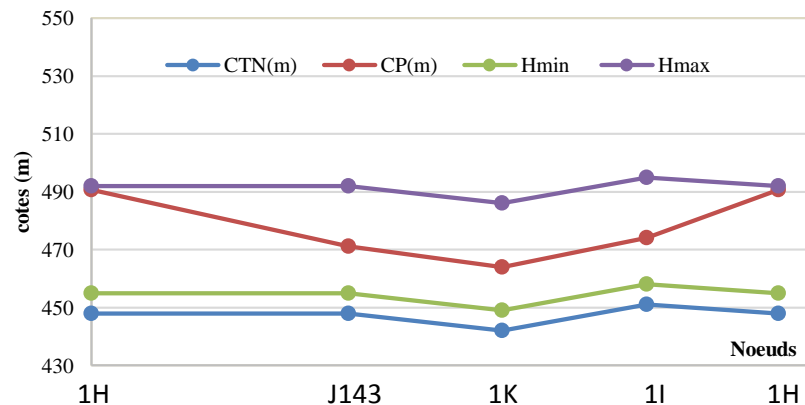


Figure3.13: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 7».

Tableau 3.18 : Caractéristiques de la maille 8 pour CHW=95

Maille 8						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J143	0.00	0.00	448.00	471.22	455.00	492.00
1M	585.00	585.00	442.00	466.91	449.00	486.00
J69	192.00	777.00	446.00	470.09	453.00	490.00
1K	208.92	985.92	442.00	463.86	449.00	486.00
J143	212.16	1198.08	448.00	471.22	455.00	492.00

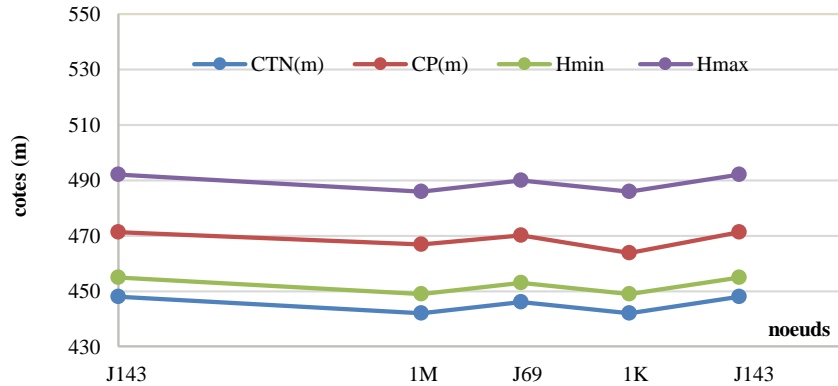


Figure 3.14: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 8».

Tableau 3.19 : Caractéristiques de la maille 9 pour CHW=95

Maille 9						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1F	0.00	0.00	458.00	482.03	465.00	502.00
1I	356.94	356.94	451.00	474.07	458.00	495.00
J68	232.80	589.74	451.00	478.60	458.00	495.00
J71	263.54	853.28	457.00	485.03	464.00	501.00
J41	195.00	1048.28	460.00	488.01	467.00	504.00
1F	263.44	1311.72	458.00	482.03	465.00	502.00

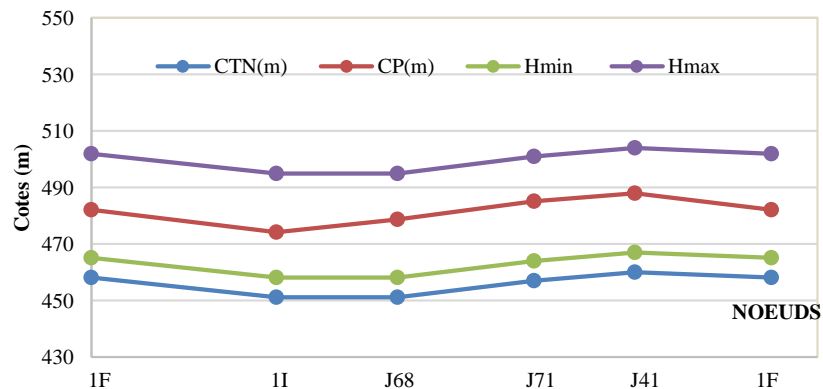


Figure 3.15: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 9».

Tableau 3.20 : Caractéristiques de la maille 10 pour CHW=95

Maille 10						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1I	0.00	0.00	451.00	474.07	458.00	495.00
1K	200.00	200.00	442.00	463.86	449.00	486.00
J69	208.92	408.92	446.00	470.09	453.00	490.00
J68	305.96	714.88	451.00	478.60	458.00	495.00
1I	232.80	947.68	451.00	474.07	458.00	495.00

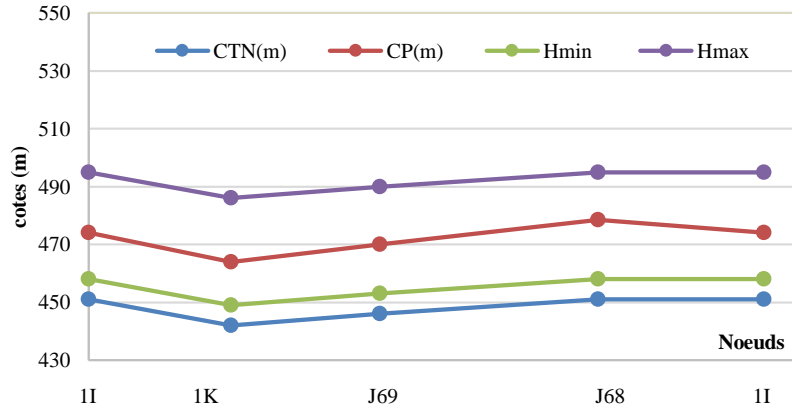


Figure3.16: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 10».

Tableau 3.21 : Caractéristiques de la maille 11 pour CHW=95

Maille 11						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J65	0.00	0.00	461.00	491.52	468.00	505.00
J41	251.00	251.00	460.00	488.01	467.00	504.00
1D	261.63	512.63	459.00	479.55	466.00	503.00
J66	250.00	762.63	459.00	487.13	466.00	503.00
J65	284.00	1046.63	461.00	491.52	468.00	505.00

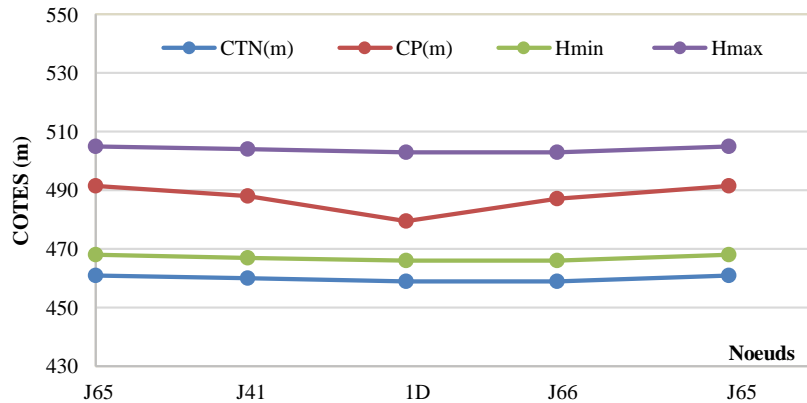


Figure3.17: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 11»

Tableau 3.22: Caractéristiques de la maille 12 pour CHW=95

Maille 12						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J41	0.00	0.00	460.00	488.01	467.00	504.00
J71	195.00	195.00	457.00	485.03	464.00	501.00
1G	257.02	452.02	458.00	469.74	465.00	502.00
1D	203.00	655.02	459.00	479.55	466.00	503.00
J41	261.63	916.65	460.00	488.01	467.00	504.00

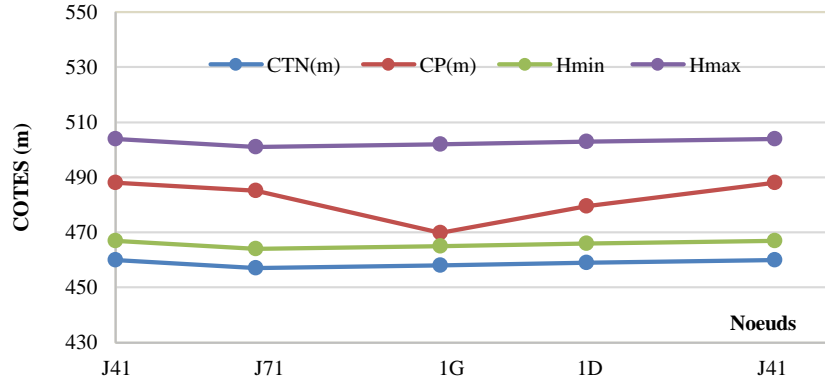


Figure3.18: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 12».

Tableau 3.23 : Caractéristiques de la maille 13 pour CHW=95

Maille 13						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J71	0.00	0.00	457.00	485.03	464.00	501.00
J68	263.54	263.54	451.00	478.60	458.00	495.00
1J	284.90	548.44	451.00	464.79	458.00	495.00
1G	171.00	719.44	458.00	469.74	465.00	502.00
J71	257.02	976.46	457.00	485.03	464.00	501.00

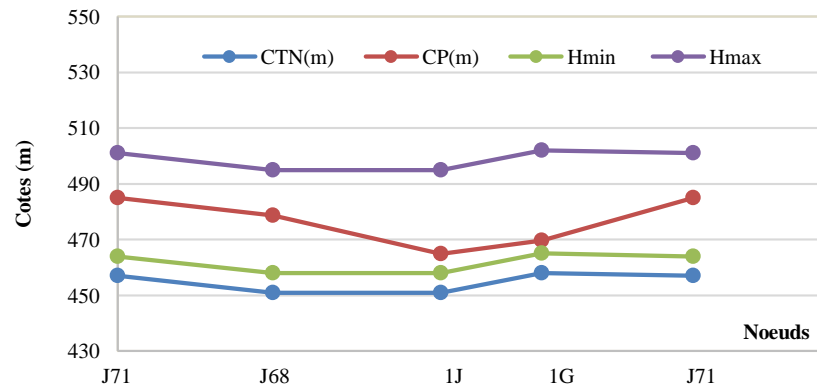


Figure3.19: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 13».

Tableau 3.24 : Caractéristiques de la maille 14 pour CHW=95

Maille 14						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J68	0.00	0.00	451.00	478.60	458.00	495.00
J69	305.96	305.96	446.00	470.09	453.00	490.00
1L	303.35	609.31	442.00	463.00	449.00	486.00
1J	365.00	974.31	451.00	467.66	458.00	495.00
J68	284.90	1259.21	451.00	478.60	458.00	495.00

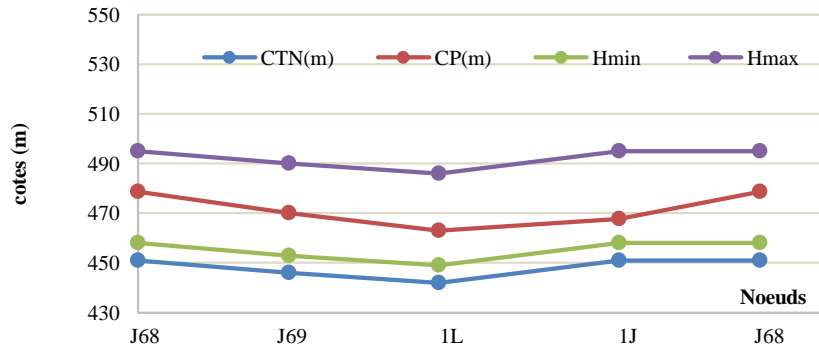


Figure3.20 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 14».

Tableau 3.25 : Caractéristiques de la maille 15 pour CHW=95

Maille 15						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J69	0.00	0.00	446.00	470.09	453.00	490.00
1M	192.00	192.00	449.00	466.91	456.00	493.00
1L	493.62	685.62	442.00	463.00	449.00	486.00
J69	303.35	988.97	446.00	470.09	453.00	490.00

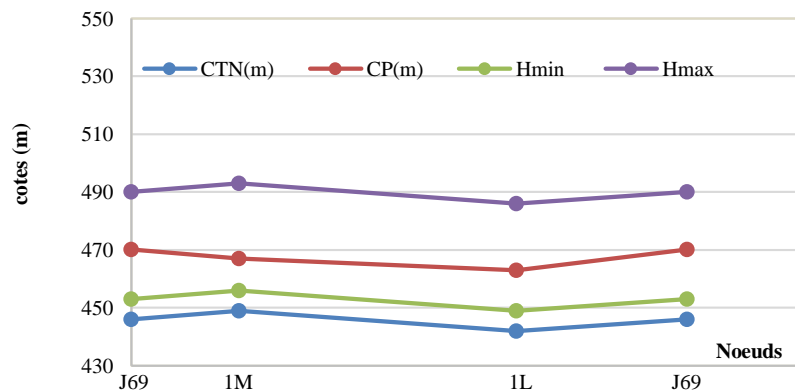


Figure3.21: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil du terrain naturel de la «maille 15».

Tableau 3.26 : caractéristiques au nœuds du réservoir R1 au nœud du réservoir R2

Tronçons						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
R1	0.00	0.00	481.70	498.93	488.70	525.70
1A	30.00	30.00	458.00	498.69	465.00	502.00
4A	876.11	906.11	453.00	486.41	460.00	497.00
4B	10.00	916.11	454.00	486.24	461.00	498.00
4C	10.00	926.11	453.00	485.92	460.00	497.00
STADE	202.00	1128.11	453.00	480.32	460.00	497.00
J143	482.36	1610.47	448.00	471.22	455.00	492.00
1M	585.00	2195.47	442.00	466.91	449.00	486.00
1L	493.62	2689.09	442.00	463.00	449.00	486.00
1J	365.00	3054.09	451.00	467.66	458.00	495.00
1G	171.00	3225.09	458.00	469.74	465.00	502.00
1D	203.00	3428.09	459.00	479.55	466.00	503.00
J66	250.00	3678.09	459.00	487.13	466.00	503.00
J65	284.00	3962.09	461.00	491.52	468.00	505.00
J62	25.00	3987.09	461.00	491.64	468.00	505.00
R2	30.88	4017.97	481.80	491.80	488.80	525.80

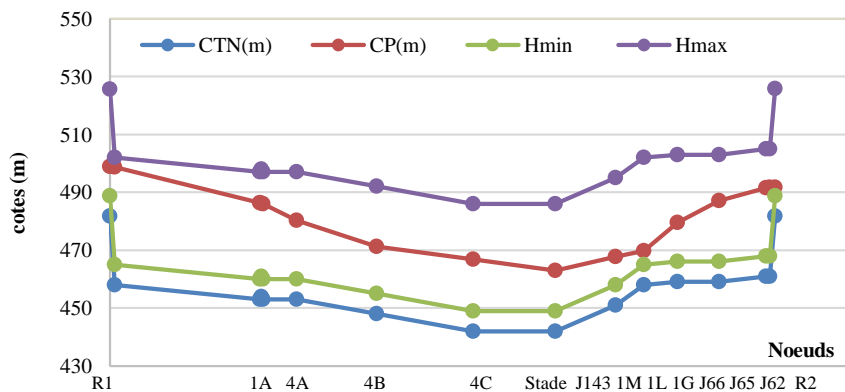


Figure 3.22 : courbe disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel du réservoir R1 réservoir R2

3.5.5.2. Analyse du réseau à la mise en service (Chw=136)

En suivant la même démarche, nous avons simulé le réseau à la mise en service, en considérant les conduites neuves. Ainsi, les calculs ont été effectués en considérant le coefficient de Hazen-Williams CHW=136. Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux 3.27 à 3.42 et illustrés par les figures 3.23 à 3.38. Nous constatons que les courbes piézométriques, pour toutes les mailles sont circonscrites à l'intérieur du fuseau des pressions max et min admissible. Néanmoins, les résultats révèlent qu'aux nœuds 1E, 1H la pression

est supérieure à la pression admissible P_{max} . On note également qu'au niveau des nœuds suivants (1A, 4A, 4B, 1B, 4B, 4C, 1E, 1H, STADE, J143, 1K, 1M) les pressions avoisinent la pression admissible. Ces nœuds doivent être des points d'attention pour l'organisme de gestion, car ils représentent des points faibles du réseau ; ceci peut induire des défaillances au niveau des installations domestiques et par conséquent des désagréments aux abonnés.

Tableau 3.27 : Les caractéristiques de la maille 1 pour $Chw=136$

Maille 1						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1A	0,00	0,00	458,00	498,80	465,00	502,00
4A	876,11	876,11	453,00	492,48	460,00	497,00
4B	10,00	886,11	454,00	492,40	461,00	498,00
1B	500,45	1386,56	454,00	497,80	461,00	498,00
1A	253,00	1639,56	458,00	498,80	465,00	502,00

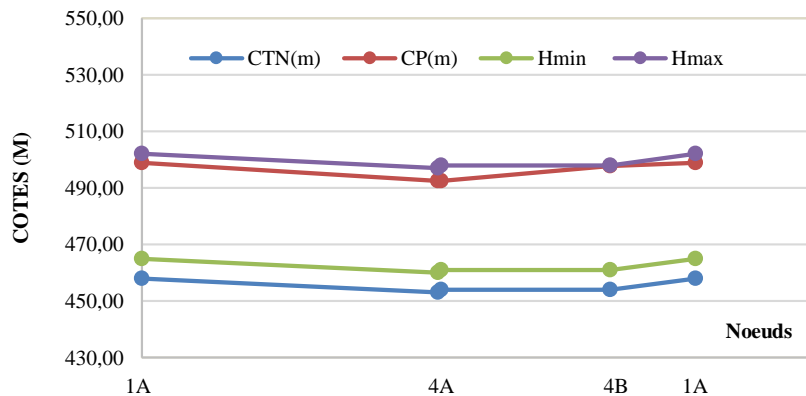


Figure 3.23 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 1 »

Tableau 3.28 : Les caractéristiques de la maille 2 pour $Chw=136$

Maille2						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1B	0,00	0,00	454,00	497,80	461,00	498,00
4B	500,45	500,45	454,00	492,40	461,00	498,00
4C	10,00	510,45	453,00	492,23	460,00	497,00
1E	338,28	848,73	453,00	497,22	460,00	497,00
1B	171,09	1 019,82	454,00	497,80	461,00	498,00

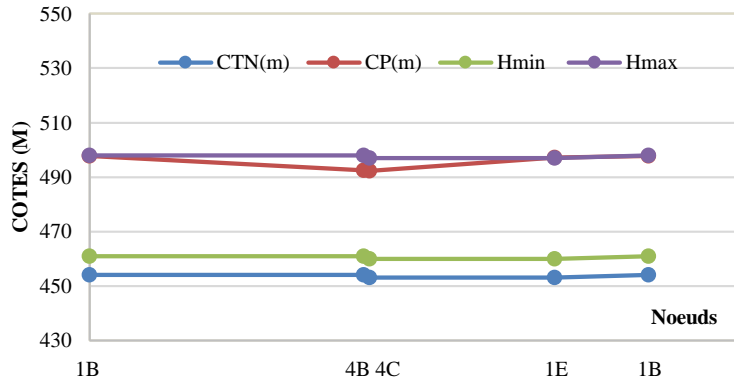


Figure 3.24 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 2 »

Tableau 3.29 : Les caractéristiques de la maille 3 pour $Chw=136$

Maille 3						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1E	0,00	0,00	453,00	497,22	460,00	497,00
4C	338,28	338,28	453,00	492,23	460,00	497,00
STADE	202,00	540,28	453,00	489,35	460,00	497,00
1H	344,00	884,28	448,00	494,64	455,00	492,00
1E	175,90	1060,18	453,00	497,22	460,00	497,00

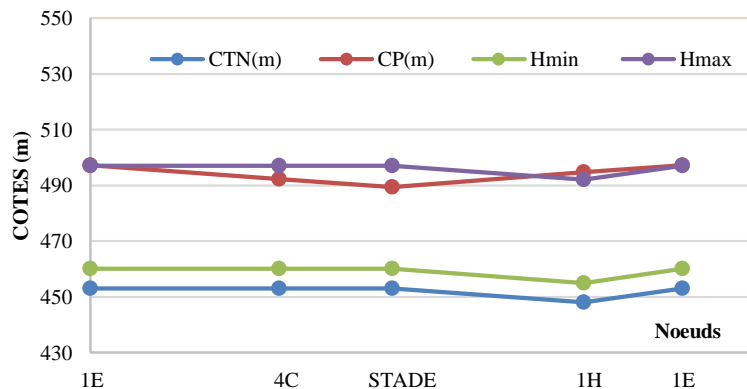


Figure 3.25 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 3 »

Tableau 3.30 : Les caractéristiques de la maille 4 pour $Chw=136$

Maille 4						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1H	0,00	0,00	448,00	494,64	455,00	492,00
STADE	344,00	344,00	453,00	489,35	460,00	497,00
J143	482,36	826,36	448,00	484,67	455,00	492,00
1H	355,11	1181,47	448,00	494,64	455,00	492,00

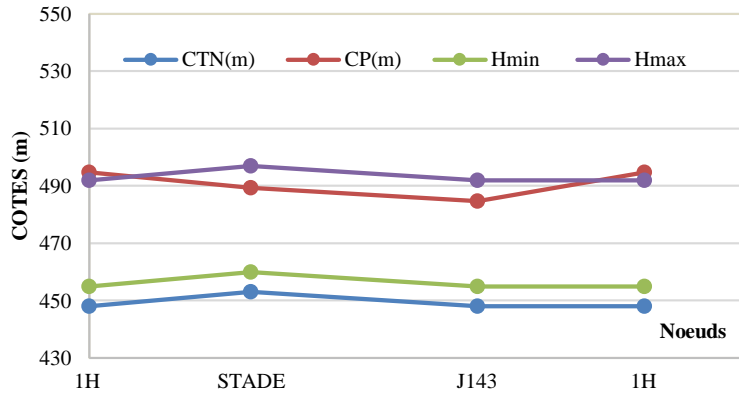


Figure 3.26 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 4»

Tableau 3.31 : Les caractéristique de la maille 5 pour Chw=136

Maille 5						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1A	0,00	0,00	458,00	498,80	465,00	502,00
1B	253,00	253,00	454,00	497,80	461,00	498,00
1F	249,00	502,00	458,00	490,23	465,00	502,00
J41	263,44	765,44	460,00	489,85	467,00	504,00
J65	251,00	1016,44	461,00	491,65	468,00	505,00
J62	25,00	1041,44	461,00	491,72	468,00	505,00
1A	355,28	1396,72	458,00	498,80	465,00	502,00

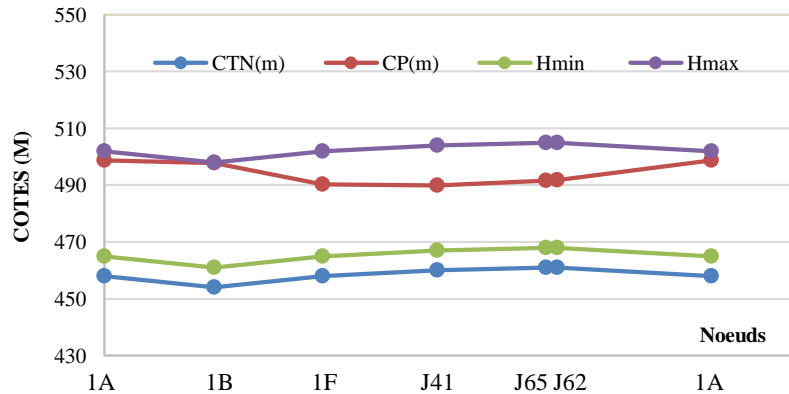


Figure 3.27 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 5»

Tableau 3.32 : Les caractéristiques de la maille 6 pour Chw=136

Maille 6						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1B	0,00	0,00	454,00	497,80	461,00	498,00
1E	171,09	171,09	453,00	497,22	460,00	497,00
1H	175,90	346,99	448,00	494,64	455,00	492,00
1I	182,11	529,10	451,00	486,14	458,00	495,00
1F	356,94	886,04	458,00	490,23	465,00	502,00
1B	249,00	1135,04	454,00	497,80	461,00	498,00

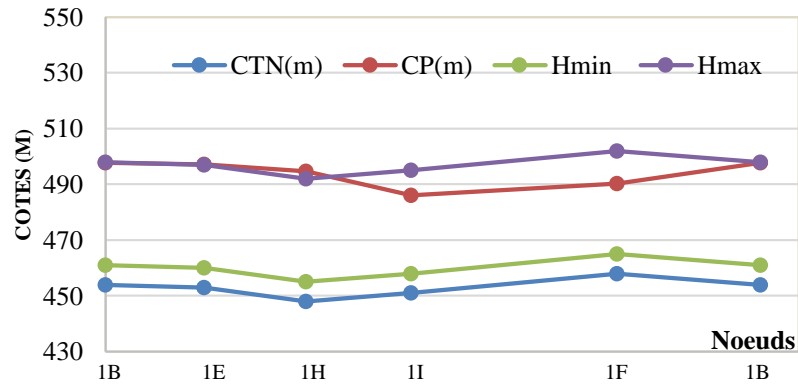


Figure 3.28 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 6 »

Tableau 3.33 : Les caractéristiques de la maille 7 pour Chw=136

Maille 7						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1H	0,00	0,00	448,00	494,64	455,00	492,00
J143	355,11	355,11	448,00	484,67	455,00	492,00
1K	212,16	567,27	442,00	480,88	449,00	486,00
1I	200,00	767,27	451,00	486,14	458,00	495,00
1H	182,11	949,38	448,00	494,64	455,00	492,00

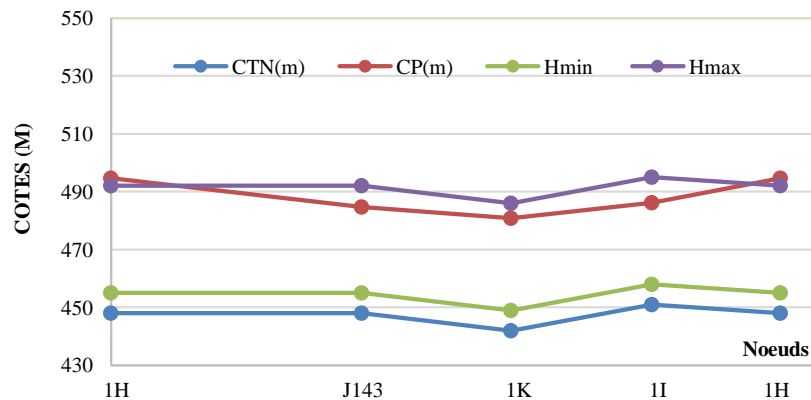


Figure 3.29 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 7 »

Tableau 3.34 : Les caractéristiques de la maille 8 pour Chw=136

Maille 8						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J143	0,00	0,00	448,00	484,67	455,00	492,00
1M	585,00	585,00	442,00	482,45	449,00	486,00
J69	192,00	777,00	446,00	480,63	453,00	490,00
1K	208,92	985,92	442,00	477,42	449,00	486,00
J143	212,16	1198,08	448,00	484,67	455,00	492,00

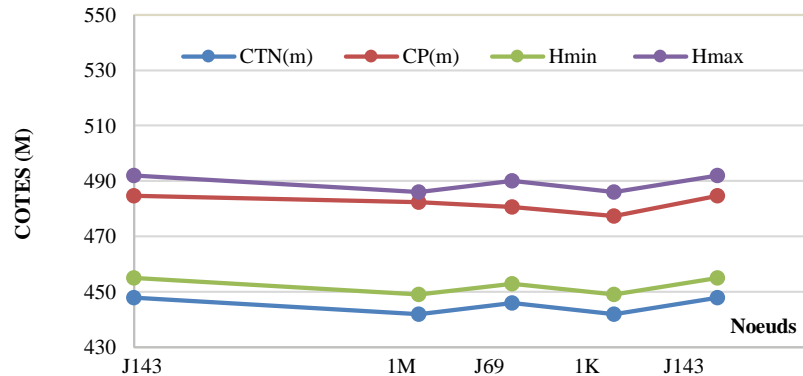


Figure 3.30 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 8 »

Tableau 3.35 : Les caractéristiques de la maille 9 pour Chw=136

Maille 9						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1F	0,00	0,00	458,00	486,77	465,00	502,00
1I	356,94	356,94	451,00	482,68	458,00	495,00
J68	232,80	589,74	451,00	485,01	458,00	495,00
J71	263,54	853,28	457,00	488,32	464,00	501,00
J41	195,00	1048,28	460,00	489,85	467,00	504,00
1F	263,44	1311,72	458,00	486,77	465,00	502,00

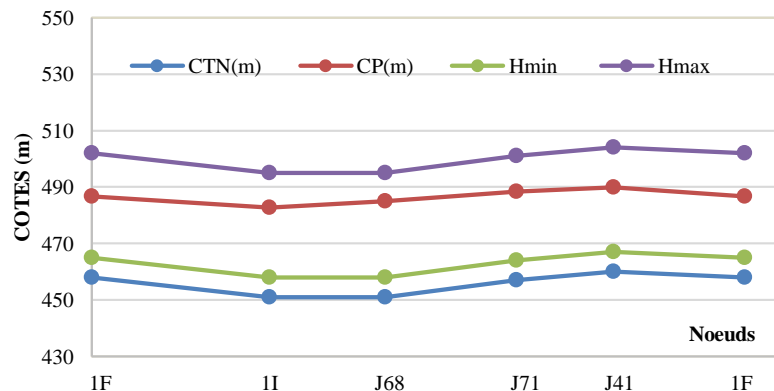


Figure 3.31 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 9 »

Tableau 3.36 : Les caractéristiques de la maille 10 pour Chw=136

Maille 10						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
1I	0,00	0,00	451,00	482,68	458,00	495,00
1K	200,00	200,00	442,00	477,42	449,00	486,00
J69	208,92	408,92	446,00	480,63	453,00	490,00
J68	305,96	714,88	451,00	485,01	458,00	495,00
1I	232,80	947,68	451,00	482,68	458,00	495,00

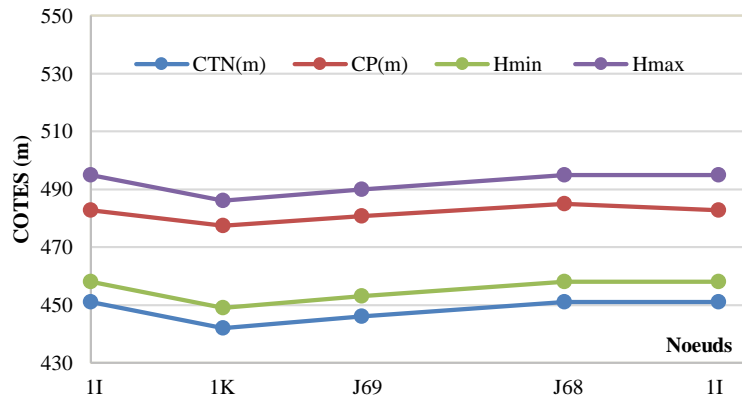


Figure 3.32 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille10»

Tableau 3.37 : Les caractéristiques de la maille 11 pour Chw=136

Maille 11						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J65	0,00	0,00	461,00	491,65	468,00	505,00
J41	251,00	251,00	460,00	489,85	467,00	504,00
1D	261,63	512,63	459,00	485,50	466,00	503,00
J66	250,00	762,63	459,00	489,40	466,00	503,00
J65	284,00	1046,63	461,00	491,65	468,00	505,00

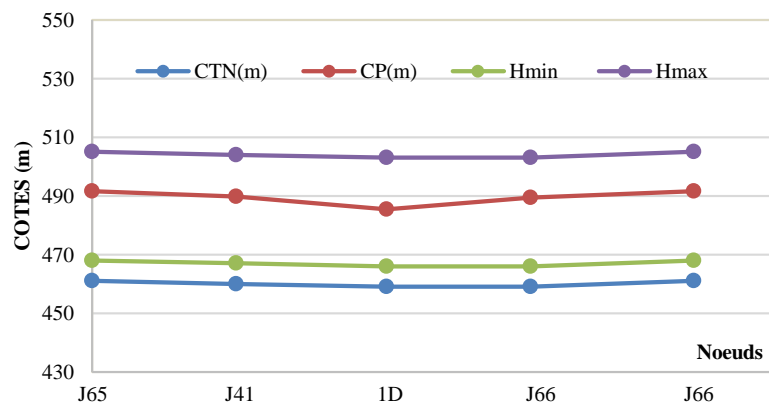


Figure 3.33: Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille11»

Tableau 3.38 : Les caractéristiques de la maille 12 pour Chw=136

Maille 12						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J41	0,00	0,00	460,00	489,85	467,00	504,00
J71	195,00	195,00	457,00	488,32	464,00	501,00
1G	257,02	452,02	458,00	480,45	465,00	502,00
1D	203,00	655,02	459,00	485,50	466,00	503,00
J41	261,63	916,65	460,00	489,85	467,00	504,00

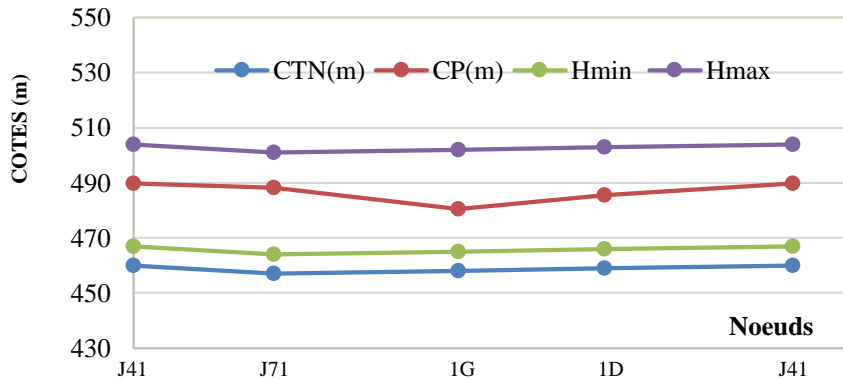


Figure 3.34 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille12»

Tableau 3.39 : Les caractéristiques de la maille 13 pour Chw=136

Maille 13						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J71	0,00	0,00	457,00	488,32	464,00	501,00
J68	263,54	263,54	451,00	485,01	458,00	495,00
1J	284,90	548,44	451,00	477,90	458,00	495,00
1G	171,00	719,44	458,00	480,45	465,00	502,00
J71	257,02	976,46	457,00	488,32	464,00	501,00

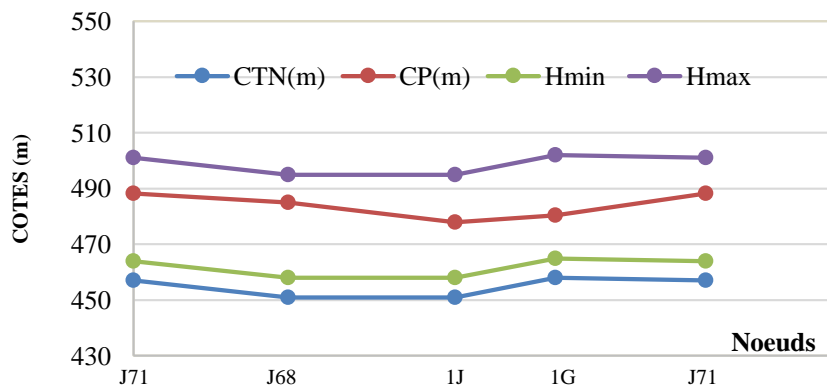


Figure 3.35 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille13»

Tableau 3.40 : Les caractéristiques de la maille 14 Pour Chw=136

Maille14						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J68	0,00	0,00	451,00	485,01	458,00	495,00
J69	305,96	305,96	446,00	480,63	453,00	490,00
1L	303,35	609,31	442,00	476,98	449,00	486,00
1J	365,00	974,31	451,00	479,38	458,00	495,00
J68	284,90	1259,21	451,00	485,01	458,00	495,00

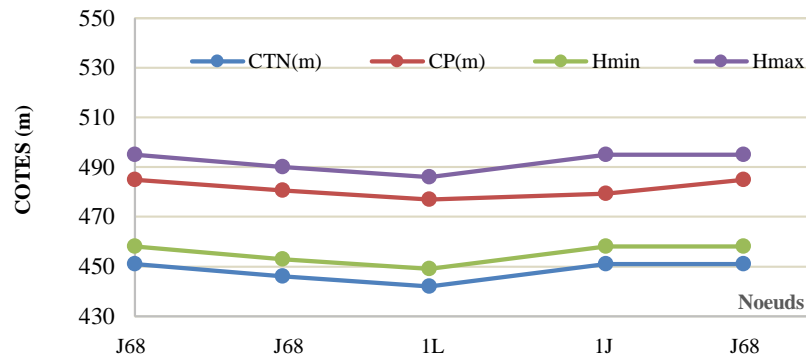


Figure 3.36 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille14»

Tableau 3.41 : Les caractéristiques de la maille 15 Pour Chw=136

Maille 15						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
J69	0,00	0,00	446,00	480,63	453,00	490,00
1M	192,00	192,00	449,00	478,99	456,00	493,00
1L	493,62	685,62	442,00	476,98	449,00	486,00
J69	303,35	988,97	446,00	480,63	453,00	490,00

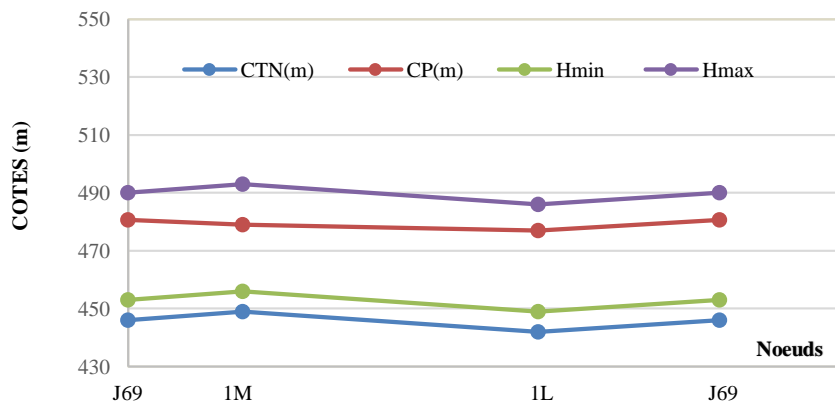


Figure 3.37 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille1 »

Tableau 3.42 : Caractéristiques au nœuds du réservoir R1 au nœud du réservoir R2

Tronçons						
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP(m)	Hmin	Hmax
R1	0,00	0,00	481,70	498,93	488,70	525,70
1A	30,00	30,00	458,00	498,80	465,00	502,00
4A	876,11	906,11	453,00	492,48	460,00	497,00
4B	10,00	916,11	454,00	492,40	461,00	498,00
4C	10,00	926,11	453,00	492,23	460,00	497,00
STADE	202,00	1128,11	453,00	489,35	460,00	497,00
J143	482,36	1610,47	448,00	484,67	455,00	492,00
1M	585,00	2195,47	442,00	478,99	449,00	486,00
1L	493,62	2689,09	442,00	476,98	449,00	486,00
1J	365,00	3054,09	451,00	479,38	458,00	495,00
1G	171,00	3225,09	458,00	480,45	465,00	502,00
1D	203,00	3428,09	459,00	485,50	466,00	503,00
J66	250,00	3678,09	459,00	489,40	466,00	503,00
J65	284,00	3962,09	461,00	491,65	468,00	505,00
J62	25,00	3987,09	461,00	491,72	468,00	505,00
R2	30,88	4017,97	481,80	491,80	488,80	525,80

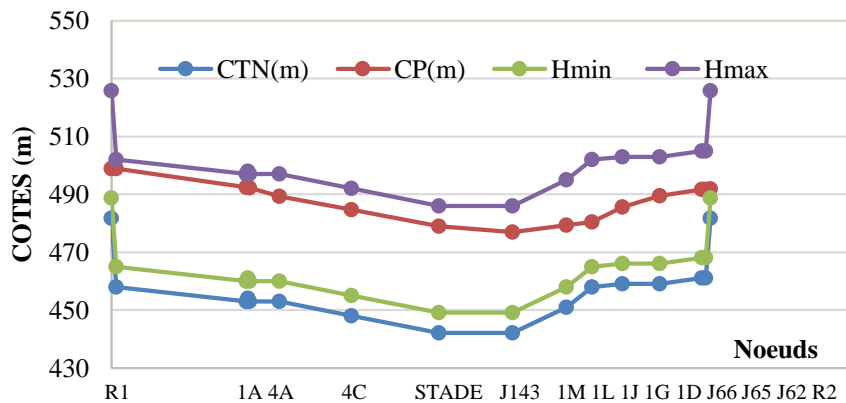


Figure 3.38 : Courbe disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel du réservoir R1 réservoir R2

3.5.5.3. Comparaison des résultats des pressions aux deux horizons

En vue de comparer le comportement du réseau à court terme et à long terme, nous avons superposé les courbes piézométriques pour les différentes mailles, telles que l'illustre les figure 3.39 à 3.45. Les résultats montrent que la ligne des pressions se rabat du court terme au long terme, ceci est du bien sûr à l'augmentation des pertes des charges induites par le vieillissement et l'usure des conduites, mais toujours est-il les pressions restent dans le faisceau des pressions admissibles.

Tableau 3.43 : Caractéristiques de la maille 1 entre les deux horizons

Maille 1							
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP=136	Hmin	Hmax	CP=95
1A	0.00	0.00	458.00	498.80	465.00	502.00	498.69
4A	876.11	876.11	453.00	492.48	460.00	497.00	486.41
4B	10.00	886.11	454.00	492.40	461.00	498.00	486.24
1B	500.45	1386.56	454.00	497.80	461.00	498.00	496.73
1A	253.00	1639.56	458.00	498.80	465.00	502.00	498.69

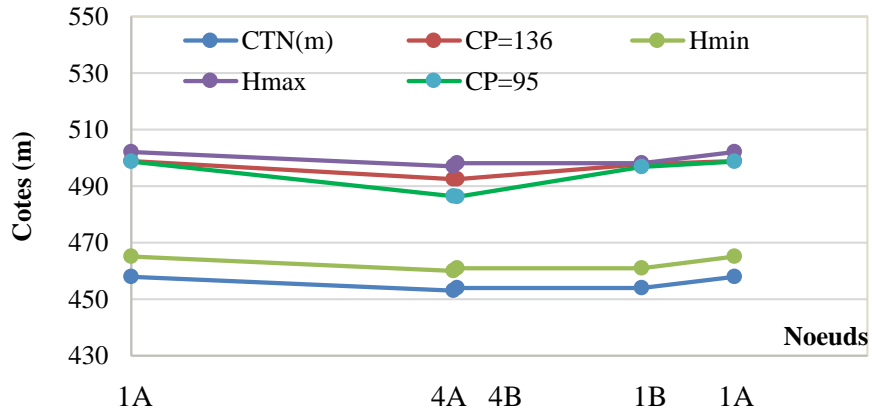


Figure 3.39 : Maille 1 (chw=95 et chw=136)

Tableau 3.44 : Caractéristiques de la maille 2 entre les deux horizons

Maille 2							
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP=136	Hmin	Hmax	CP=95
1B	0.00	0.00	454.00	497.80	461.00	498.00	496.73
4B	500.45	500.45	454.00	492.40	461.00	498.00	486.24
4C	10.00	510.45	453.00	492.23	460.00	497.00	485.92
1E	338.28	848.73	453.00	497.22	460.00	497.00	495.60
1B	171.09	1 019.82	454.00	497.80	461.00	498.00	496.73

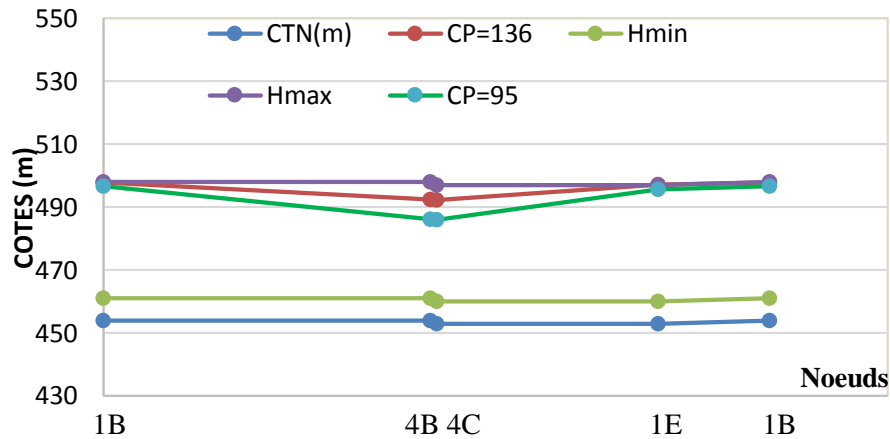


Figure 3.40 : Maille 2 (chw=95 et chw=136)

Tableau 3.45 : Caractéristiques de la maille 3 entre les deux horizons

Maille 3							
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP=136	Hmin	Hmax	CP=95
1E	0.00	0.00	453.00	497.22	460.00	497.00	495.60
4C	338.28	338.28	453.00	492.23	460.00	497.00	485.92
STADE	202.00	540.28	453.00	489.35	460.00	497.00	480.32
1H	344.00	884.28	448.00	494.64	455.00	492.00	490.60
1E	175.90	1060.18	453.00	497.22	460.00	497.00	495.60

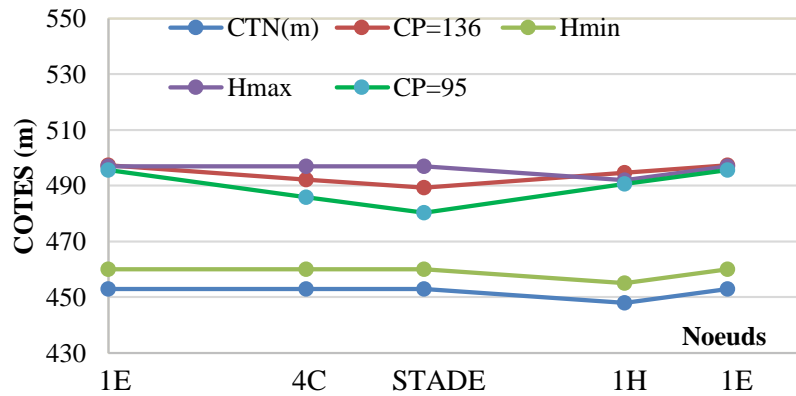


Figure 3.41 : Maille 3 (chw=95 et chw=136)

Tableau 3.46 : Caractéristiques de la maille 4 entre les deux horizons

Maille 4							
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP=136	Hmin	Hmax	CP=95
1H	0.00	0.00	448.00	494.64	455.00	492.00	490.60
STADE	344.00	344.00	453.00	489.35	460.00	497.00	480.32
J143	482.36	826.36	448.00	484.67	455.00	492.00	471.22
1H	355.11	1181.47	448.00	494.64	455.00	492.00	490.60

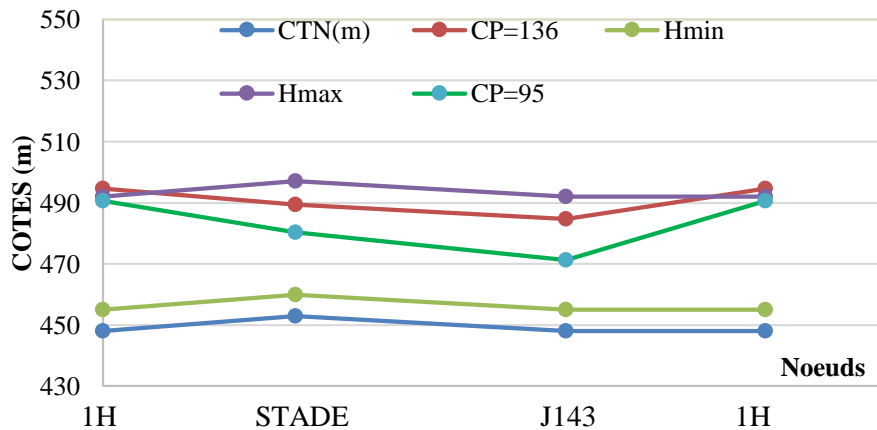


Figure 3.42 : Maille 4 (chw=95 et chw=136)

Tableau 3.47 : Caractéristiques de la maille 5 entre les deux horizons

Maille 5							
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP=136	Hmin	Hmax	CP=95
1A	0.00	0.00	458.00	498.80	465.00	502.00	498.69
1B	253.00	253.00	454.00	497.80	461.00	498.00	496.73
1F	249.00	502.00	458.00	490.23	465.00	502.00	482.03
J41	263.44	765.44	460.00	489.85	467.00	504.00	488.01
J65	251.00	1016.44	461.00	491.65	468.00	505.00	491.52
J62	25.00	1041.44	461.00	491.72	468.00	505.00	491.64
1A	355.28	1396.72	458.00	498.80	465.00	502.00	498.69

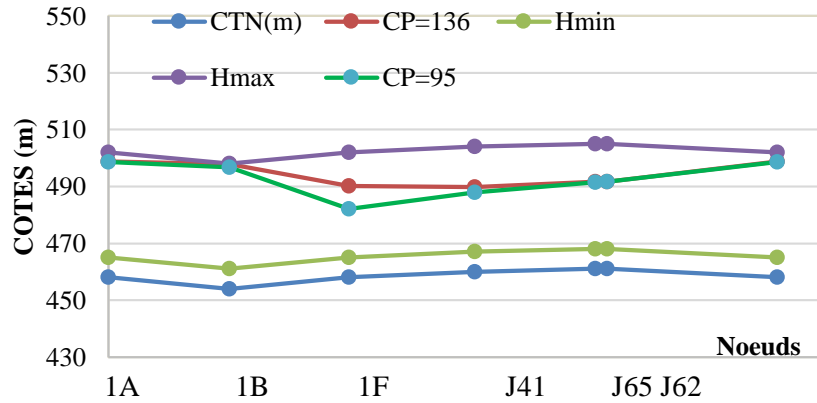


Figure 3.43 : Maille 5 (chw=95 et chw=136)

Tableau 3.48 : Caractéristiques de la maille 6 entre les deux horizons

Maille 6							
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP=136	Hmin	Hmax	CP=95
1B	0.00	0.00	454.00	497.80	461.00	498.00	496.73
1E	171.09	171.09	453.00	497.22	460.00	497.00	495.60
1H	175.90	346.99	448.00	494.64	455.00	492.00	490.60
1I	182.11	529.10	451.00	486.14	458.00	495.00	474.07
1F	356.94	886.04	458.00	490.23	465.00	502.00	482.03
1B	249.00	1135.04	454.00	497.80	461.00	498.00	496.73

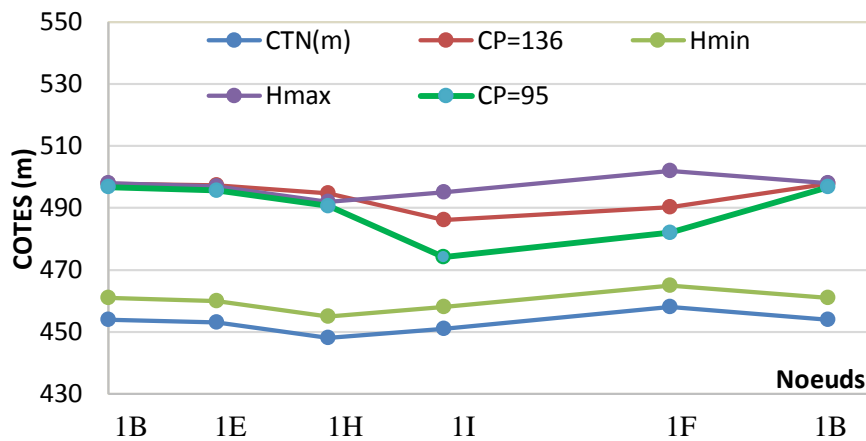


Figure 3.44 : Maille 6 (chw=95 et chw=136)

Tableau 3.49 : Caractéristiques de la maille 7 entre les deux horizons

Maille 7							
Nœuds	L(m)	Lcum(m)	CTN(m)	CP=136	Hmin	Hmax	CP=95
1H	0.00	0.00	448.00	494.64	455.00	492.00	490.60
J143	355.11	355.11	448.00	484.67	455.00	492.00	471.22
1K	212.16	567.27	442.00	480.88	449.00	486.00	463.86
1I	200.00	767.27	451.00	486.14	458.00	495.00	474.07
1H	182.11	949.38	448.00	494.64	455.00	492.00	490.60

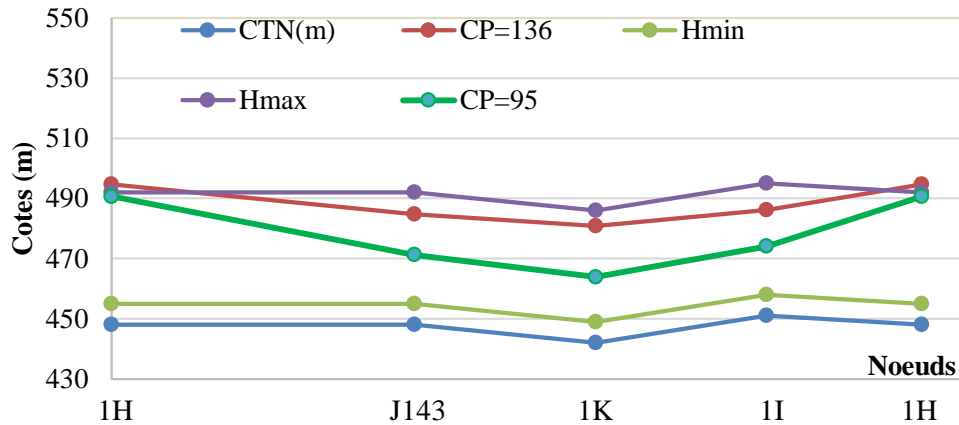


Figure 3.45 : Maille 7(chw=95 et chw=136).

3.5.5.4. Pression nominale

Les pressions maximales que subissent les tronçons de conduites sont déduites à partir de la hauteur géométrique qui est définie entre la cote du trop-plein du réservoir de desserte et la cote du terrain naturel du nœud aval du tronçon considéré :

$$P_{\max} = \text{CTP} - \text{CTN} = H_g \quad (3.26)$$

A partir des résultats illustrés par le tableau.3.50, nous adoptons une pression nominale de 10 bars pour tous les tronçons du réseau, soit PN10

Tableau 3.50 : Calcul des pressions maximales dans les tronçons de conduites.

Nœuds	Ctn(m)	Cp(m)	Hgeo(m)	Pmax(bars)	PN(bars)
R1	498,93	498,93			
1A	458	498,69	40,93	4,09	10
J62	461	491,64	37,93	3,79	10
4A	453	486,41	45,93	4,59	10
1B	454	496,73	44,93	4,49	10
1F	458	482,03	40,93	4,09	10
4C	453	485,92	45,93	4,59	10
1E	453	495,6	45,93	4,59	10
STADE	453	480,32	45,93	4,59	10
1H	448	490,6	50,93	5,09	10
1I	451	474,07	47,93	4,79	10
J143	448	471,22	50,93	5,09	10
1K	444	463,86	54,93	5,49	10
1M	442	466,91	56,93	5,69	10
R2	491,8	491,8			
J62	461	491,64	30,8	3,08	10

Tableau 3.50 : Calcul des pressions maximales dans les tronçons des conduites (suite).

J65	461	491,52	30,8	3,08	10
1C	461	482,01	30,8	3,08	10
J41	460	488,01	31,8	3,18	10
J66	459	487,13	32,8	3,28	10
1F	458	482,03	33,8	3,38	10
1D	459	479,55	32,8	3,28	10
J71	457	485,03	34,8	3,48	10
1G	458	469,74	33,8	3,38	10
J68	451	478,6	40,8	4,08	10
1J	451	464,79	40,8	4,08	10
1I	451	474,07	40,8	4,08	10
J69	446	470,09	45,8	4,58	10
1K	444	463,86	47,8	4,78	10
1L	449	463	42,8	4,28	10
1M	449	466,91	42,8	4,28	10

Conclusion

Le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville nouvelle d'EL MENEA est effectué, dans ce chapitre, par la méthode D'HARDY CROSS. Un programme en Visual Basic a été élaboré pour équilibrer les mailles et corrigé les débits dans les conduites. Cet équilibre a été atteint dans le réseau au bout de 200 itérations. Le calcul des vitesses et des pressions a montré que le réseau est bien dimensionné eu égard aux conditions hydrauliques exigées par les standards. Toutefois, quelques nœuds présentent des risques de défaillance à la mise en service. Ces nœuds doivent être des points d'attention pour l'organisme de gestion, car ils représentent des points faibles du réseau. Ceci révèle que des incertitudes sur le réseau en termes de rugosité et même de débit peuvent impacter directement les pressions de service aux nœuds, pouvant engendrer des désagréments aux abonnés.

Dans le chapitre qui va suivre, nous allons particulièrement nous intéresser à cet aspect de l'incertitude, en faisant appel à l'approche fiabiliste, basée sur des méthodes probabilistes

Introduction

Lorsque l'ingénieur concepteur fait appel à l'analyse mécano-fiabiliste pour l'étude d'un système mécanique donné (appelé aussi le système physique), deux objectifs peuvent ainsi être envisagés :

- Tenir compte des différentes incertitudes qui peuvent affecter ce système ;
- Étudier l'impact de ces incertitudes sur la réponse mécanique de ce même système.

Autrement dit, l'analyse mécano-fiabiliste consiste en un couplage entre :

- La modélisation d'un phénomène physique à savoir : ouvrages de génie civil, pièce mécanique, ouvrage hydraulique ... etc.
- Les mathématiques appliquées à savoir les statistiques, la théorie des probabilités et la simulation numérique.

Ce chapitre a pour objectif l'application de l'approche fiabiliste présentée ci-dessous à un ouvrage hydraulique ; à savoir un réseau d'alimentation en eau potable. La variable aléatoires retenue dans cette étude est le coefficient de Hazen-Williams « CHW ». Etant donné l'absence de données expérimentales sur l'aspect interne des conduites et des relevés de la consommation de la population, la loi de distribution retenue pour modéliser l'aspect aléatoire de ce paramètre est la loi normale (Loi de Gauss).

4.1. Fiabilité d'un système physique

La fiabilité d'un système physique donné représente sa capacité à remplir une fonction ou une mission bien définie pour laquelle il a été conçu et cela [6] :

- Sous des conditions données ;
- Pendant une durée fixée ;
- Et en respectant le niveau de sécurité exigé.

La difficulté dans l'évaluation de la fiabilité d'un système physique donné provient de la nature incertaine des phénomènes mis en jeu sur ce système à savoir : variabilités des propriétés physiques, chimiques et mécaniques des matériaux constituant le système, imprécisions géométriques, aléas des chargements appliqués...etc.). Malgré cela, on en tient compte, car ces phénomènes vont avoir un impact significatif sur les performances du système [7] et [8].

4.2. Problématique

Traditionnellement, le dimensionnement des systèmes mécaniques est basé sur une démarche déterministe dans laquelle l'ensemble des paramètres de calcul prennent une valeur fixe.

Précisément, les paramètres incertains sont décrits par une valeur caractéristique défavorable. Associée à des coefficients de sécurité, l'analyse conduit alors à une réponse binaire ("sûreté" ou "défaillance") vis-à-vis d'un critère de performance (défaillance) donné, qui traduit d'une certaine manière la confiance que l'on peut accorder à ce dimensionnement précis.

L'approche déterministe utilise par conséquent une marge volontairement pessimiste conduisant le plus souvent à un surdimensionnement injustifié. Dans la démarche fiabiliste en revanche, on construit une modélisation probabiliste dans laquelle, les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. On peut ensuite évaluer d'une part la probabilité de défaillance de la structure. D'autre part, cette démarche permet de mesurer la sensibilité de cette probabilité par rapport à chacune des variables aléatoires introduites.

Ainsi, deux applications sont envisageables :

- Soit on connaît les caractéristiques de la structure et on vérifie que sa fiabilité est satisfaisante.
- Soit on optimise le dimensionnement de celle-ci de façon à respecter (à atteindre) un niveau de fiabilité donné (Probabilité de défaillance cible).

Par un traitement plus rationnel des incertitudes, l'approche fiabiliste permet donc une meilleure appréciation des marges de sécurité 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.

La mise en place d'une analyse fiabiliste se fait suivant les trois étapes suivantes :

- Dans un premier temps, on procède à la sélection des variables aléatoires de base, qui vont intégrer les incertitudes mises en jeu à travers leur loi de distribution,
- Par la suite, on procède au choix d'une fonction de performance qui caractérise le mode de la défaillance du système étudié.
- Enfin, on procède au calcul des indicateurs de fiabilité du système étudié. Ces indicateurs permettent une évaluation quantitative et qualitative de la fiabilité de ce système.

4.3. Choix des variables aléatoires de base

La sélection des variables aléatoires intervenant dans un système donné, est une étape cruciale pour le modèle fiabiliste. Cela nécessite une connaissance fine de la physique du système étudié. Autrement dit, cette étape exige la maîtrise du comportement physique du système sous ses différents aspects à savoir mécanique, hydraulique...etc

Les enjeux, à ce stade, sont de :

- Préciser les paramètres incertains (appelés variables aléatoires de base) ;

- Quantifier la variabilité de ces paramètres.

a. Variable aléatoire

On dit d'un paramètre qu'il est aléatoire lorsque des incertitudes planent sur sa valeur. Ainsi, on affecte pour chaque paramètre (variables) aléatoire une loi de probabilité qui décrit au mieux sa variabilité. Généralement les lois de probabilité sont définies par leur fonction de densité de probabilité (loi de distribution), une valeur moyenne qui traduit la tendance centrale et un écart-type qui traduit la dispersion des valeurs du paramètre autour de cette valeur moyenne [9].

b. Moyenne arithmétique

La moyenne représente le quotient de la somme de toutes les valeurs x_i de cette série par l'effectif total N. Elle est donnée par :

$$\bar{X} = \sum \frac{x_i}{N} \quad (4.1)$$

c. Variance

La variance est une mesure servant à caractériser la dispersion d'un échantillon ou d'une distribution. Elle indique de quelle manière la variable aléatoire sa dispersion autour de sa moyenne. Elle est définie comme l'espérance du carré de la distance de X à sa moyenne.

$$Var(X) = \frac{1}{N} \sum_1^N (x_i - \bar{X})^2 \quad (4.2)$$

d. Ecart type $\sigma(x)$

L'écart type est une mesure de la dispersion d'une variable aléatoire ; en statistique, il est une mesure de dispersion de données. Il est défini comme la racine carrée de la variance

$$\sigma(x) = \sqrt{var(X)} \quad (4.3)$$

e. Coefficient de variation Cv

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.

$$C_v = \frac{\sigma(X)}{\bar{X}} \quad (4.4)$$

4.4. Lois de distribution

Ils existent, dans la littérature, plusieurs types de lois de distribution décrivant les variables aléatoires. Les plus utilisées pour décrire les incertitudes en génie civil sont : loi normale, loi log normale, loi de Wei bull. Nous présentons dans le tableau de l'annexe A quelques lois avec leurs paramètres.

4.5. Choix de la fonction de performance

Il s'agit là de construire un scénario de défaillance du système, autrement dit : préciser l'état limite au-delà duquel notre système n'est plus considéré comme fiable. Ces états limites correspondent principalement à des exigences en termes de tenue mécanique ou d'aptitude au service. 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 [10], comme le montre la figure 4.1.

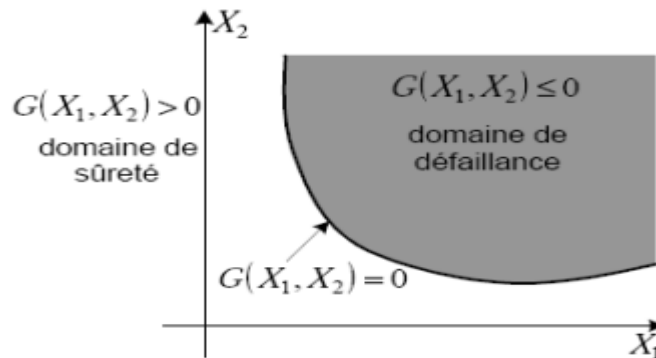


Figure 4.1: Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires

Les points essentiels 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 est généralement du type :

$$\bullet \quad G = R - S \quad (4.5)$$

Avec :

R : une caractéristique de résistance ;

S : une donnée relative à la sollicitation appliquée ;

Il faut noter que :

- Une valeur positive de G signifie que les réalisations des variables aléatoires conduisent à une situation de sécurité,
- Une valeur négative signifie qu'elles conduisent à une situation de défaillance.
- La courbe représentant $G = 0$ est appelée courbe d'état limite et que lorsque :
 - ✓ $G(R, S) < 0$: nous sommes dans le domaine de défaillance,
 - ✓ $G(R, S) > 0$: nous sommes dans le domaine de sécurité,
 - ✓ $G(R, S) = 0$: nous sommes entre les 2 domaines soit dans un état limite.

4.6. Indicateurs de fiabilité

La fiabilité d'une structure notée R est conventionnellement définie de la façon suivante :

$$R = 1 - P_f \quad (4.6)$$

Où P_f représente la probabilité de défaillance qui correspond à la probabilité d'avoir une valeur négative d'une réalisation de la fonction d'état G .

On a donc :

$$P_f = P(G(X) \leq 0) \quad (4.7)$$

4.7. Principales approches pour tenir compte des incertitudes [11]

Classiquement, on distingue deux grandes familles de méthodes :

- Les méthodes basées sur des simulations,
- Les méthodes recourant à une approximation.

Parmi les méthodes, de résolution de l'incertitude, disponibles dans la littérature, nous avons choisi d'en présenter deux grandes familles d'approche qui nous paraissent les plus répandues

Dans le calcul de la fiabilité. Ce sont les méthodes suivantes :

- Méthodes à base de simulations : Simulation de monte Carlo,
- Méthodes approchées : Form/Sorm

4.7.1. Méthodes à base de simulations : Simulation de monte Carlo

En mathématiques, on appelle méthodes de Monte-Carlo [11] les techniques permettant d'évaluer une quantité déterministe à l'aide de l'utilisation de tirages aléatoires. C'est de cette idée de recours au hasard que vient la dénomination « Monte-Carlo », par allusion au célèbre quartier de Monaco réputé pour son casino. Il s'agit là, de 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 de la probabilité de défaillance par succession de tirages aléatoires indépendants.

Cette méthode, consiste à déterminer un estimateur P_f par succession de tirages aléatoires indépendants. On réalise ainsi un nombre N_t important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe (loi Log Normal, loi Normal, poisson ... etc.).

La figure 4.1 illustre le principe de la méthode de Monte-Carlo.

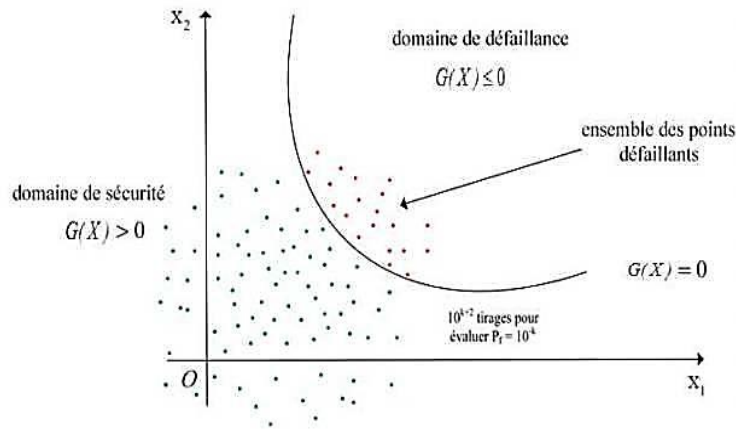


Figure 4.2: Schéma d'illustration de la méthode de Monte-Carlo dans l'espace physique (X_1, X_2)[13]

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

$$P_f = \int_{G(x) \leq 0} f_x(x) dx_1 \dots \dots \dots dx_n = \int_{D_f} f_x(x) I_{G(x) \leq 0}(x) dx_1 \dots \dots \dots dx_n \quad (4.8)$$

Où $f_x(x)$ est la densité conjointe de probabilité du vecteur aléatoire X et D_f le domaine d'intégration. La fonction I_d est une fonction d'indicateur le domaine de défaillance

Avec

$$I_{di} = 1 \text{ si } G(x) \leq 0$$

$$I_{di} = 0 \text{ si } G(x) > 0$$

Pour N_t simulation des vecteurs aléatoires X , la probabilité de défaillance p_f est approchée par la moyenne des $p_i = I_{G(x) \leq 0}(x_i)$

On en déduit alors la probabilité de défaillance par un traitement statique direct :

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_{di}}{N_t} \quad (4.9)$$

Avec

N_t : nombre de tirage effectué.

4.7.2. Méthodes approchées : Form/Sorm

En fiabilité des structures, les méthodes FORM et SORM (First Order Reliability Method, Second Order Reliability Method) sont des méthodes d'approximation liées essentiellement

au fameux Indice de fiabilité ou de sécurité noté β . Ce dernier permet d'obtenir une approximation de la probabilité de défaillance du système étudié. La littérature nous offre une large gamme d'indices de fiabilité, dont nous pouvons citer :

- **L'indice de Cornel, noté β_c** , donné par la relation (4.10) [14]:

$$\beta_c = \frac{m_z}{\sigma_z} \quad (4.10)$$

m_z et σ_z représente respectivement la moyenne et l'écart type de la variable de marge z donné par :

$$z = R - S \quad (4.11)$$

R désigne la résistance et S la sécurité.

Sous l'hypothèse dit fondamentale (état limite linéaire et variable gaussiennes), la probabilité de défaillance est donnée par la relation

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.12)$$

- **Indice de fiabilité de Hasfor Lind**

β_{HL} Dans ce cas l'indice de fiabilité est défini Comme étant la distance de l'origine O au point P^* , appelé point de conception, le plus proche de l'origine sur la surface d'état limite [14]. Il est égal la distance la plus courte entre la surface d'état limite et l'origine du repère dans un espace normé réduit des variables aléatoires décollérées.

L'indice de fiabilité de Hasfor Lind β_{HL} est évalué en se plaçant dans un espace de variables aléatoires Gaussiennes statistiquement indépendantes, de moyennes nulles et d'écart types unitaires.

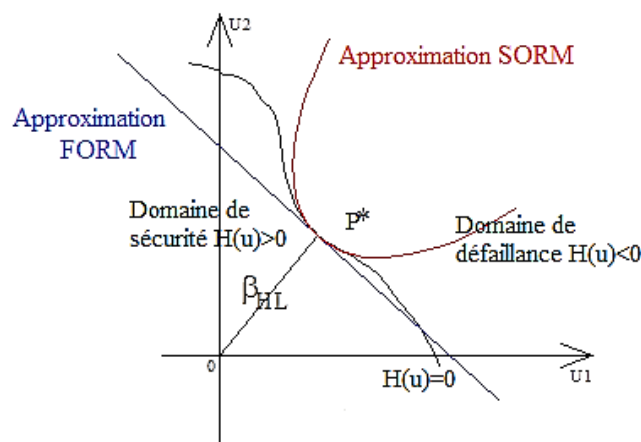


Figure 4.3 : État limite et approximation de la probabilité de risque par FORM et SORM.

4.8. Application à un réseau d'eau potable

La méthode fiabiliste est appliquée, dans cette section, pour l'analyse du réseau d'alimentation en eau potable ayant fait l'objet d'une étude déterministe au troisième chapitre. Les caractéristiques géométriques et hydrauliques du réseau sont données dans le tableau 4.1. Nous rappelons que ce réseau est constitué de deux 15 mailles et deux réservoirs (figure 4.3). Le coefficient CHW est considéré le même pour toutes les conduites

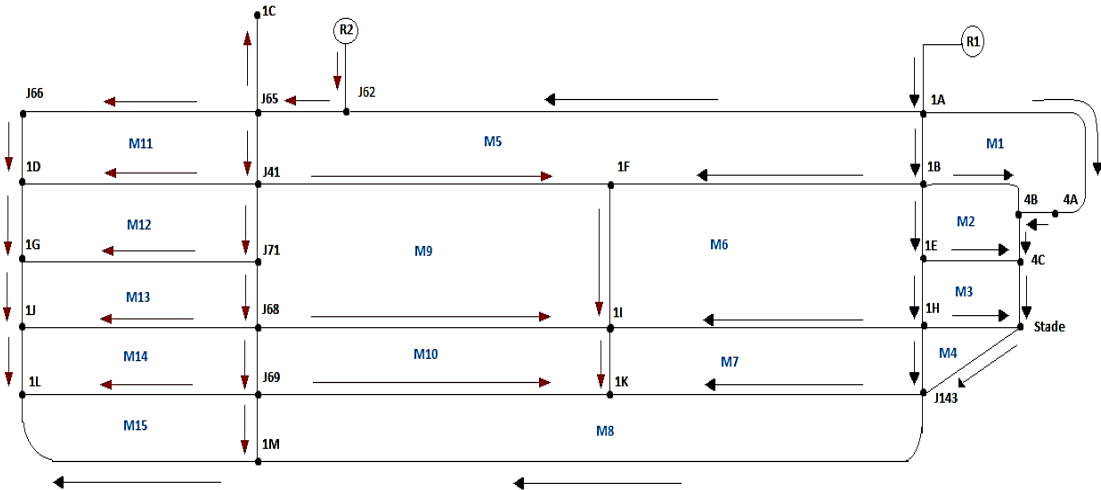


Figure 4.4 : Schéma du réseau maillé

Tableau4.1 : Caractéristique géométrique et hydraulique

Tronçons	L (m)	Qcumul (l/s)	DN (mm)	CTN amont	CTN aval
R1-1A	30.00	46.98	250	481.7	458
R2-J62	30.88	37.41	250	481.8	461
1A-4A	876.11	22.04	175	458	453
1A-1B	253.00	19.72	175	458	454
1B-4B	500.45	3.84	60	454	454
4A-4B	10.00	15.31	150	453	454
1B-1E	171.09	12.02	150	454	453
1E-4C	338.28	2.60	50	453	453
4B-4C	10.00	15.24	125	454	453
1E-1H	175.90	8.11	100	453	448
1H-STADE	344.00	2.64	50	448	453
4C-STADE	202.00	15.16	125	453	453
1H-J143	355.11	2.73	60	448	448
STADE-J143	482.36	13.61	125	453	448
1B-1F	249.00	1.91	60	454	458
J41-1F	263.44	4.76	80	460	458
J65-J41	251.00	27.45	175	461	460
J62-J65	25.00	37.41	250	461	461
1A-J62	355.28	5.23	80	458	461
1H-1I	182.11	1.40	50	448	451
1F-1I	356.94	2.74	75	458	451
J143-1K	212.16	1.63	50	448	444
1I-1K	200.00	1.54	50	451	444
J143-1M	585.00	8.28	125	448	442
J69-1K	208.92	1.60	50	446	444
J69-1M	192.00	1.47	50	446	442
J68-1I	232.80	3.32	60	451	451
J41-J71	195.00	18.75	150	460	457
J71-J68	263.54	15.29	125	457	451
J68-J69	305.96	7.75	100	451	446
J41-1D	261.63	2.01	50	460	459
J65-J66	284.00	9.77	125	461	459

Tableau4.1 : Caractéristique géométrique et hydraulique (suite)

J66-1D	250.00	7.59	100	459	459
J71-1G	257.02	1.97	50	457	458
1D-1G	203.00	5.67	80	459	458
J68-1J	284.90	2.19	50	451	451
1G-1J	171.00	4.11	80	458	451
J69-1L	303.35	2.33	75	446	449
1J-1L	365.00	2.80	80	451	449
1M-1L	493.62	3.79	80	449	442
J65-1C	326.00	2.50	50	461	461

4.8.1. Organigramme de calcul

L'organigramme de la figure (4.5) illustre la procédure de calcul de la probabilité de défaillance du réseau, par la méthode de Monte Carlo.

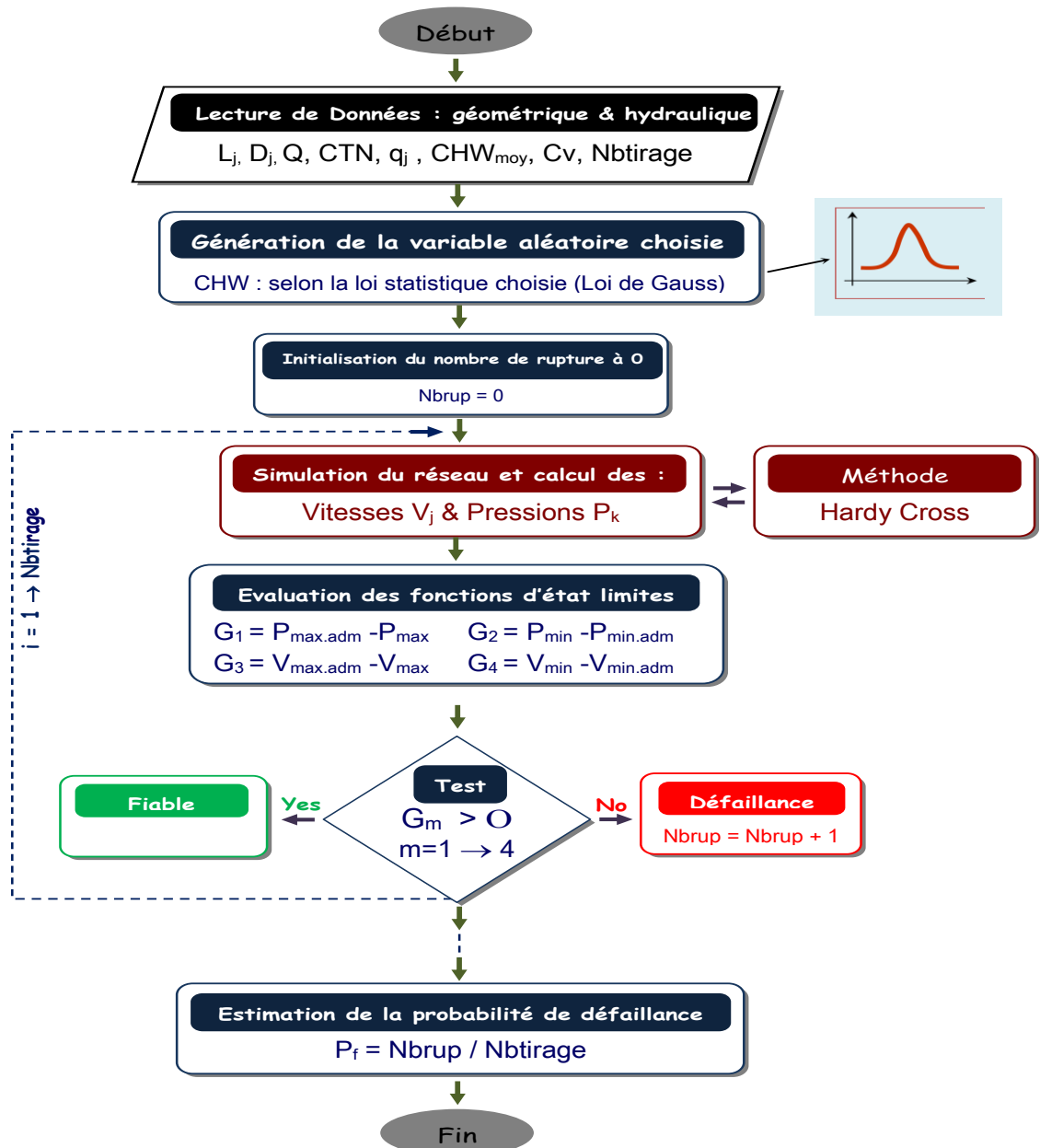


Figure 4.5 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance du réseau d'AEP maillé par la méthode de Monté Carlo.

- après lecture des données géométriques et hydrauliques du réseau,
- le programme génère des variables aléatoires CHW selon les lois de probabilité adaptée,
- le programme calcul, pour chaque tirage, les pressions maximales, les pressions minimales, les vitesses maximales et les vitesses minimales. Une macro est élaborée sur Excel en Visual Basic pour effectuer le calcul hydraulique,
- un test de défaillance est effectué pour localiser les dysfonctionnements,
- enfin le programme estime la probabilité de défaillance.

4.8.2. Choix des variables aléatoires

Le comportement du réseau maillé est affecté par de nombreuses incertitudes, dont il est difficile d'estimer quantitativement les variabilités associées. Les sources d'incertitudes, retenues dans notre étude sont relatives à la quantification de la perte de charge à travers la valeur du coefficient de Hazen-williams. Cette variable aléatoire est générée avec la loi normale conformément à la littérature [9]. Notons que nous ne disposons d'aucun échantillon de mesure expérimentale. Les valeurs moyennes sont obtenues à partir des valeurs caractéristiques définies par la méthode d'HARDY CROSS. Concernant le coefficient de variation, nous considérons différents niveaux de variabilité.

Tableau 4.2: Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres.

Paramètre	Loi	Valeur caractéristique
CHW	Loi normal	95
	(loi gauss)	136

La fonction de densité et la fonction de répartition de la variable aléatoire CHW sont représentées dans les figures (4.7) et (4.8) respectivement.

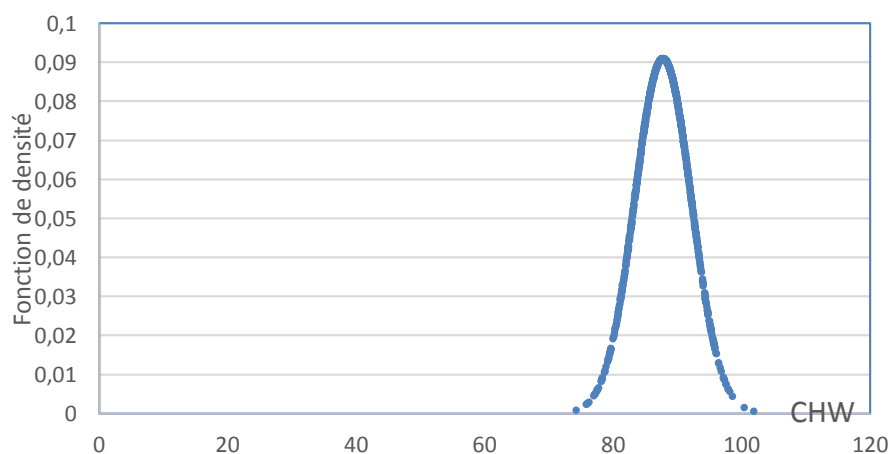


Figure 4.6 : Fonction de densité de loi normale.

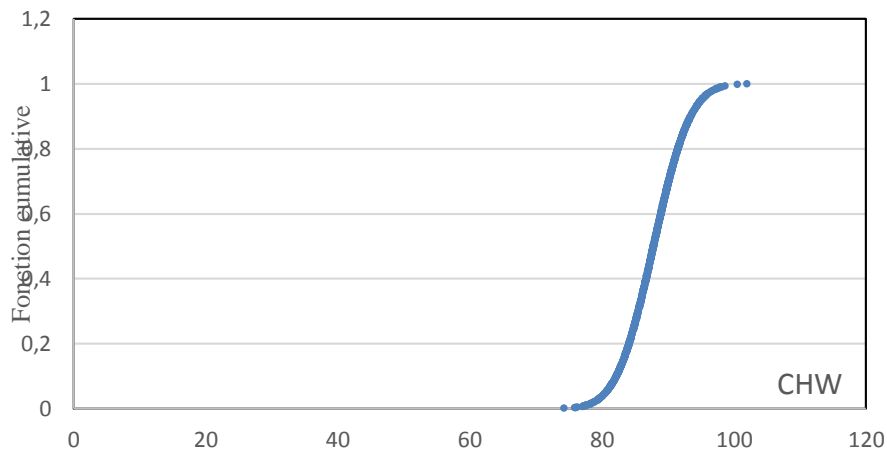


Figure 4.7 : Fonction de répartition de la loi normale.

4.8.3. Choix de la fonction d'état limite

Si l'on désire estimer la probabilité de défaillance de notre réseau maillé, nous devons définir l'état limite au-delà duquel le système physique n'est plus considéré comme fiable. Pour définir cette fonction d'état limite, nous devons considérer le modèle mécanique de notre réseau. Autrement dit, nous devons identifier tous les modes de défaillance possibles. Ainsi, pour chaque mode de défaillance, il faudra définir une fonction d'état limite G.

Avec :

$$G = R - S \tag{4.13}$$

R : une caractéristique de résistance,

S : une donnée relative à la sollicitation appliquée.

Ainsi, en considérant le comportement hydraulique de notre réseau maillé, les fonctions d'état limites sont dictées par les conditions de service normales d'un réseau de distribution en eau potable :

$$\begin{cases} G_1 = P_{\max} - P \\ G_2 = P - P_{\min} \end{cases} \tag{4.14}$$

$$\begin{cases} G_3 = V_{\max} - V \\ G_4 = V - V_{\min} \end{cases} \tag{4.15}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement dans la conduite ;

V_{max} : vitesse maximale, égale à 1.5 m/s ;

V_{min} : vitesse minimale, égale à 0.5 m/s ;

P : pression en tout point du réseau ;

P_{max} : pression maximale admissible, égale à 44 m ;

P_{min} : pression minimale admissible, égale à 7m.

4.9. Résultats et discussions

L'influence de la variabilité aléatoire du coefficient de Hazen-williams **CHW** sur la probabilité de défaillance du réseau est analysée à court terme (réseau neuf) et le long terme (réseau vétuste).

- **Situation long terme**

Le tableau 4.4 et la figure 4.8 illustrent les résultats de la probabilité de défaillances en considérant comme variable aléatoire le coefficient de Hazen-Williams. La valeur moyenne de CHW est calculée sur la base de la valeur caractéristique à long terme $CHW=95$, à partir de la relation (4.16).

$$X^K = \bar{X} + 1.64\sigma \quad (4.16)$$

X^K : valeur caractéristique ;

\bar{X} : Valeur moyenne ;

σ : écart type :

$$\sigma = \bar{X}.CV \quad (4.17)$$

Ce qui donne :

$$\bar{X} = \frac{X^K}{1+1.64CV} \quad (4.18)$$

Les valeurs moyennes de CHW considérées dans les calculs sont données sont résumés dans tableau 4.3 :

Tableau 4.3 : Valeurs moyennes de CHW long terme

Valeur caractéristique	Cv	Moyenne	Ecart type
95	5%	87,80	4,39
	10%	81,62	8,16
	15%	76,24	11,44
	20%	71,54	14,31
	25%	67,38	16,84

Les résultats de calcul de la probabilité de défaillance sont illustrés par la figure (4.8). Nous constatons à travers ces résultats qu'en considérant le critère d'état limite en pression minimale, nous obtenons des probabilités de défaillance supérieures à 10^{-3} , représentant la valeur admise en génie civil (tableau 4.4). Nous constatons également que cette probabilité augmente à mesure qu'on augmente le coefficient de variation Cv. Par ailleurs, en considérant le critère d'état limite en pression maximale la tendance s'inverse ; étant donné que la pression maximale représente une résistance au lieu d'une sollicitation. Concernant l'état limite en terme de vitesse, le réseau est vérifié vis-à-vis de la vitesse maximale admissible, les probabilités de défaillances sont nulles quelle que soit la valeur de Cv. Le cas contraire se

produit pour le critère d'état limite en vitesse minimale, la probabilité de défaillance est égale à 1, quel que soit Cv. Ce résultat était prévisible, étant donné que l'influence du coefficient CHW sur le calcul de la vitesse n'est pas très significatif.

Tableau 4.4 : Probabilité de défaillance en fonction de Cv (Long terme).

cv	Pf			
	Pf (G1)	Pf (G2)	Pf (G3)	Pf (G4)
5%	0,20185	0,2964	0	1
10%	0,10955	0,6837	0	1
15%	0,08625	0,797	0	1
20%	0,08235	0,83555	0	1
25%	0,0769	0,8536	0	1

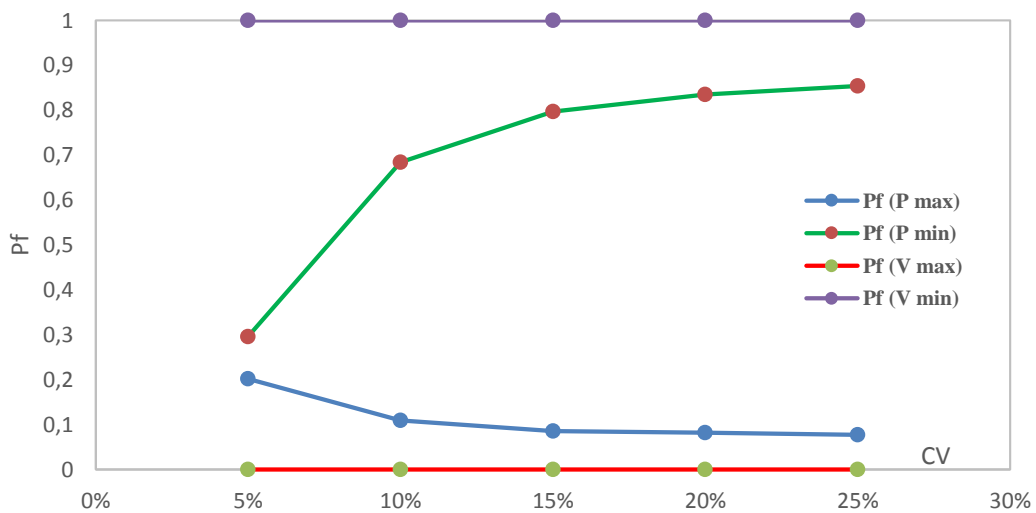


Figure 4.8 : Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (CHW aléatoire long terme)

Tableau 4.5 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels [11]

Secteur	P _f
industriel	
Structure marines	10 ⁻² _10 ⁻⁴
Génie civil	10 ⁻³ _10 ⁻⁸
Aérospatial	10 ⁻⁴ _10 ⁻¹⁰
Composant nucléaires	10 ⁻⁶ _10 ⁻¹²

• **Situation court terme**

Le tableau 4.7 et la figure 4.9 illustrent les résultats de la probabilité de défaillances en considérant comme variable aléatoire le coefficient de Hazen-Williams CHW à court terme (tableau 4.6).

Tableau 4.6 : Valeurs moyennes de CHW court terme

Valeur caractéristique	Cv	Moyenne	Ecart type
136	5%	125.69	6.28
	10%	116.84	11.68
	15%	109.15	16.37
	20%	102.41	20.48
	25%	96.45	24.11

Les résultats sont illustrés par la figure 4.9. Nous constatons à travers ces résultats qu'en considérant le critère d'état limite en pression minimale, nous obtenons des probabilités de défaillance supérieures à 10^{-3} , représentant la valeur admise en génie civil (tableau 4.5). Nous constatons également que cette probabilité augmente à mesure qu'on augmente le coefficient de variation Cv.

Concernant l'état limite en terme de vitesse, le réseau est vérifiée vis-à-vis de la vitesse maximale admissible, les probabilités de défaillances sont nulles quelle que soit la valeur de Cv. Le cas contraire se produit pour le critère d'état limite en vitesse minimale, la probabilité de défaillance est égale à 1, quel que soit Cv.

La comparaison des résultats des pressions et des vitesses entre les deux horizons d'étude révèle que :

- En considérant le critère de la pression maximale, les probabilités de défaillance sont plus élevées à court terme. Ceci s'explique par le fait qu'à la mise en service le réseau est neuf et donc les pertes de charges sont nulles.
- En considérant le critère de la pression minimale, la probabilité de défaillance diminue dans le cas du court terme.
- En considérant le critère des vitesses, les valeurs restent les mêmes.

Tableau 4.7 : probabilité de défaillance en fonction de Cv (court terme).

Cv	Pf			
	Pf (P max)	Pf (P min)	Pf (V max)	Pf (V min)
5%	1	0	0	1
10%	0,98415	0,00385	0	1
15%	0,863	0,07535	0	1
20%	0,0008	0,2902	0	1
25%	0,002	0,4092	0	1

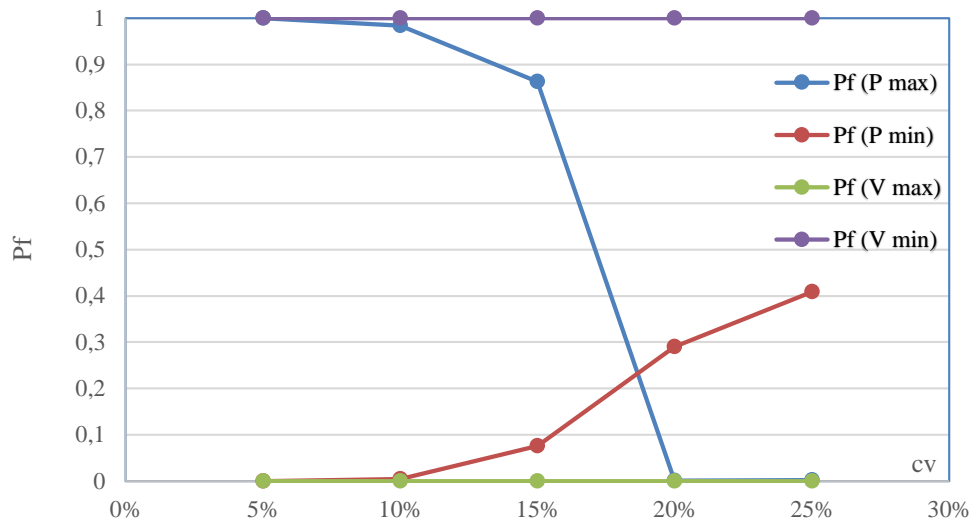


Figure 4.9 : Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (CHW aléatoire court terme)

4.10. Calcul d'optimisation

Compte tenu du fait que les probabilités de défaillance obtenues sont très élevées notamment en termes de pression maximale et minimale, nous proposons, dans cette section, une optimisation du réseau, de telle sorte à obtenir un réseau fiable avec une probabilité cible de $P_f = 10^{-3}$, nous avons cherché à trouver quelle serait la cote trop plein idoine du réservoir.

4.10.1. Démarche de l'optimisation

Actuellement, l'optimisation numérique a connu un important développement et ceci est dû d'une part à l'évolution des mathématiques à travers le développement de nouveaux algorithmes de calcul de plus en plus puissants, et d'autre part à l'évolution de l'outil informatique, à travers le développement des nouveaux ordinateurs de plus en plus puissants en terme de capacité et de vitesse de calcul. L'optimisation numérique, représente généralement l'ultime étape de l'analyse numérique. En effet, l'ingénieur concepteur, après avoir étudié un phénomène physique, l'avoir mis en équation, avoir étudié ces équations et avoir montré que l'on pouvait calculer les solutions avec un ordinateur autrement dit après avoir mis en place une modélisation numérique du problème physique traité, il commence à optimiser le système en changeant certains paramètres pour changer la solution dans un sens désiré.

L'objectif principal d'un problème d'optimisation est de trouver une solution qui minimise (respectivement qui maximise) une fonction donnée dite objectif. A chaque problème d'optimisation on peut associer un problème de décision dont le but est de déterminer s'il

existe une solution pour laquelle la fonction objectif est inférieure (respectivement supérieure) ou égale à une valeur cible donnée.

D'une manière générale, la modélisation mathématique d'un problème d'optimisation se présente comme suit :

- **Etape 1 : Identification des variables de décisions**

Les variables de décision représentent les paramètres sur lesquels l'ingénieur concepteur peut agir. Autrement dit modifier leur valeur pour faire évoluer le système considéré. Dans notre cas, nous agissons sur la cote du trop-plein des deux réservoirs.

- **Etape 2 : Définition d'une fonction coût ou fonction objectif**

La fonction coût ou fonction objectif permet d'évaluer l'état du système. Nous pouvons citer à titre d'exemple le rendement d'un système physique.

Dans notre cas, nous fixons une fonction objective qui est d'atteindre une probabilité de défaillance de 10^{-3} .

- **Etape 3 : Description des contraintes imposées**

Les contraintes représentent les limites imposées aux variables de décision. Une fois ces trois étapes définies, le problème d'optimisation consiste ainsi à déterminer les valeurs des variables de décision conduisant aux meilleures conditions de fonctionnement du système. Généralement le problème d'optimisation revient à minimiser ou à maximiser la fonction objective, tout en respectant les contraintes imposées. Une fois ces valeurs trouvées elles sont appelées solutions optimales.

Dans la cadre de notre étude, qui porte sur la simulation d'un réseau d'alimentation en eau potable de type maillé, nous considérons comme contraintes imposées :

- la pression minimale en tout point du réseau ne doit pas descendre en dessous de 7m, auquel cas une défaillance dans le service peut survenir ;
- La pression maximale en tout point du réseau ne doit pas dépasser une valeur limite de 44m, pour éviter tout désagrément aux abonnés

Compte tenu de ces deux contraintes, les résultats de notre optimisation sont consignés dans le tableau 4.5 ci-après :

Tableau 4.8 : Calcul d'optimisation

cv	Pf			
	Pf (P max)	Pf (P min)	Pf (V max)	Pf (V min)
5%	1	0.0019	0	1

Les résultats montrent qu'il n'est pas possible d'atteindre cette probabilité cible de 0.001, sous les contraintes imposées, au vue la complexité du projet et la présence de deux réservoirs d'équilibre. Ceci ouvre des perspectives pour des travaux futurs intéressants.

Conclusion

L'analyse fiabiliste d'un réseau de distribution (maillé) a été conduite, dans ce chapitre, en considérant la variabilité aléatoire de la rugosité des conduites à travers le coefficient de Hazen Wiliams CHW à long terme et à court terme. La loi normale est adoptée pour générer cette variable aléatoire à partir des valeurs caractéristiques. Les fonctions d'état limites sont dictées par les conditions de tenue mécanique ; à savoir la pression maximale et la vitesse maximale et les conditions de service ; à savoir la pression minimale et la vitesse minimale. La probabilité de défaillance est évaluée par la méthode classique de Monté Carlo, pour un nombre de tirage arrêté à 20000 valeurs, dictée par la capacité du logiciel Excel. Le réseau a été simulé à long terme et vérifié à court terme. Les résultats ont mis en évidence la sensibilité du critère de pression à la variabilité aléatoire du paramètre. Par contre une insensibilité à la vitesse a été constatée. Notons que les probabilités de défaillance obtenues sont élevées en considérant les critères en pressions maximale et minimale ainsi que pour la vitesse minimale.

Dans le domaine des sciences de l'ingénieur, l'approche fiabiliste est une démarche qui devient de plus en plus présente. En effet, cette démarche permet de pallier aux insuffisances d'une démarche déterministe, à savoir l'ignorance du risque encouru à travers l'introduction des coefficients de sécurité. Cette approche fiabiliste permet ainsi, d'estimer ce risque en calculant la probabilité de défaillance.

Dans cette perspective, nous avons proposé, dans ce mémoire, une approche mécano-fiabiliste pour l'analyse de la fiabilité du réseau d'eau potable de la ville nouvelle d'EL MENEA. Eu vue de la topographie relativement plate de la région ce réseau est constitué de 15 mailles et deux réservoirs d'équilibre.

L'approche déterministe est conduite avec la formule de Hazen-Williams, en considérant la situation du réseau à la mise en service autrement dit à court terme ($CHW=136$) et à long terme ($CHW=95$). Une macro en Visual Basic est élaborée sur Excel, pour vérifier l'équilibre des débits dans chacune des mailles du réseau. Cet équilibre est atteint au bout de 200 itérations. Les résultats du calcul des vitesses et des pressions ont montré que le réseau est bien dimensionné eu égard aux conditions hydrauliques exigées par les standards. Toutefois, quelques nœuds présentent des risques de défaillance à la mise en service. Ces nœuds doivent être des points d'attention pour l'organisme de gestion, car ils représentent des points faibles du réseau. Ceci révèle que des incertitudes sur le réseau en termes de rugosité peuvent éventuellement impacter directement les pressions de service aux nœuds et ainsi engendrer des désagréments aux abonnés.

L'approche fiabiliste est proposée pour tenir compte de cette incertitude liée à la rugosité. Ainsi, nous avons considéré comme variable aléatoire le coefficient de Hazen Williams (CHW). Pour modéliser cette incertitude, nous avons généré par une loi normale autour de la valeur moyenne. Les fonctions d'état limites sont dictées par les conditions de tenue mécanique, à savoir la pression maximale et la vitesse maximale, et les conditions de service, à savoir la pression minimale et la vitesse minimale. La probabilité de défaillance est évaluée par la méthode classique de Monte Carlo, pour un nombre de tirage arrêté à 20000 valeurs. Notons que le choix de ce nombre de tirage est dicté par la capacité du logiciel Excel. Le réseau a été simulé à long terme et vérifié à court terme. Les résultats ont mis en évidence la sensibilité du critère de la pression à la variabilité aléatoire du paramètre. Une défaillance élevée a été enregistrée pour les pressions maximale et minimale et la vitesse minimale. Une insensibilité des vitesses maximale et minimale au coefficient de variation a été constatée. Une étude d'optimisation est initiée pour une valeur cible de $P_f = 10^{-3}$. Les résultats obtenus montrent que cette tentative n'est pas satisfaisante vu la complexité du réseau qui est due à la présence de deux réservoirs d'équilibre. Cette réflexion ouvre une perspective pour des futurs travaux de recherche intéressants.

- [1] **MEDJBER F., ACHOUR S.**, Analyse mécano-fiabiliste d'un réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'EL MENEAA. Mémoire de master, UMMTO, 2016.
- [2] **BONNIN J.**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Paris, Ed. Eyrolles, 1977.
- [3] **DUPONT André.**, Hydraulique urbaine. Hydrologie-captage et traitement des eaux, Eyrolles, 1981.
- [4] **SAIDANI F., BACEL S.**, Analyse mécano-fiabiliste d'un réseau d'eau potable (réseau maillé) par la méthode de HARDY-CROSS. Mémoire de Master, UMMTO, 2022.
- [5] **AZENCOTT R.**, Formule de Taylor stochastique et développement asymptotique d'intégrales de Feynmann In Séminaire de Probabilités XVI 1980/81 Supplément: Géométrie Différentielle Stochastique. Springer, Berlin, Heidelberg, p, 237-285,1982.
- [6] **AMEDDAH S.**, Approche fiabiliste appliquée à la stabilité des talus. Mémoire de Master, UMMTO, 2015.
- [7] **LEMAIRE M., CHATEAUNEUF A., et MITTEAU J C.**, Structural Reliability, ISTE Ltd & John Wiley & Sons. Inc, Chapter Products of reliability analysis, 2009.
- [8] **DITLEVSEN Ove et MADSEN Henrik O.**, Structural reliability methods, New York, Wiley, 1996.
- [9] **DEHMOUS Hocine.**, Fiabilité et micromécanique des matériaux composites application à la passerelle de Laroin, Thèse de doctorat, Toulouse, INPT, 2007.
- [10] **LYONNET Patrick., TOSCANO Rosario., MAISONNEUVE, P et al.**, Modélisation de la fiabilité des macro-composants mécanique à partir de modèles mathématiques et de réseaux de neurones, comparaisons des méthodes. In 24. Machinery vibration seminar, p. 372-385, 2006.
- [11] **LYONNET Patrick, TOSCANO Rosario, MAISONNEUVE, P et al.**, Modélisation de la fiabilité des macro-composants mécanique à partir de modèles mathématiques et de réseaux de neurones, comparaisons des méthodes. In 24. Machinery vibration seminar, p. 372-385, 2006.
- [12] **SCHNEIDER Jörg.**, Introduction to safety and reliability of structures Iabse, 2006.
- [13] **MAYNADIER Jérôme.**, Approches statistiques et fiabilités en dynamique des structures. Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse, 2003.
- [14] **LEMAIRE M, CHATEAUNEUF A, et MITTEAU J C.**, J.C., Fiabilité des structures. Ed. Lavoisier, France, 2005.
- [15] **ALLICHE A.**, Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie. Thèse de doctorat, **2016**.

[16]AGC AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY., Etude de finalisation du plan d'aménagement de la nouvelle ville d'EL MENAA.

Lois de probabilité et tests statistiques

A. Lois de probabilité usuelles en fiabilité

Il existe un grand nombre de lois de distribution décrivant les variables aléatoires dans la littérature, telles que la loi normale, la loi log-normale, la loi Weibull, la loi exponentielle et la loi uniforme. Nous présentons, dans ce qui suit, la loi normale utilisée dans notre recherche pour générer le coefficient de perte de charge CHW. [15]

A.1 Loi normale

En théorie des probabilités et en statistique, la loi normale est l'une des lois de probabilité les plus adaptées pour modéliser des phénomènes naturels issus de plusieurs événements aléatoires. Le graphique de cette distribution se présente sous forme de cloche et la courbe résultante est appelée courbe normale. Elle est également appelée loi gaussienne. Plus formellement, c'est une loi de probabilité absolument continue qui dépend de deux paramètres : son espérance, un nombre réel noté μ , et son écart type, un nombre réel positif noté σ .

La densité de probabilité de la loi normale est donnée par (Figure A.1):

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{A.1})$$

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 $f(\mu+x) = f(\mu-x)$

Remarque :

Une variable aléatoire suivant une loi normale est dite variable normale

La notation $X \approx N(\mu, \sigma^2)$ veut dire que la variable aléatoire x est distribuée (\approx) normalement (N), avec une moyenne (espérance) μ et de variance σ^2 .

La fonction de répartition d'une variable aléatoire normale est définie par (Figure A.1) :

$$F(x) = p(X \leq x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\mu}{\sigma}\right)^2} dt \quad (\text{A.2})$$

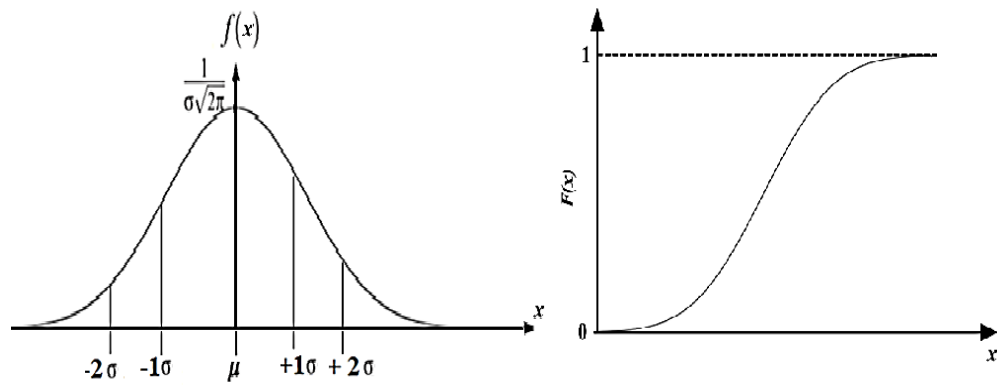


Figure A.1 : La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.

A.2 Loi log-normale

Une valeur aléatoire X à valeurs dans $]0, +\infty[$ suit la loi log normale si et seulement si son logarithme suit une loi normale. C'est-à-dire qu' $Y = \ln X$ obéit elle-même à une loi normale.

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 (Figure A.2) :

$$f_X(x) = \frac{1}{x \sigma_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] \quad (\text{A.3})$$

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 :

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln x} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln t - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] dt \quad (\text{A.4})$$

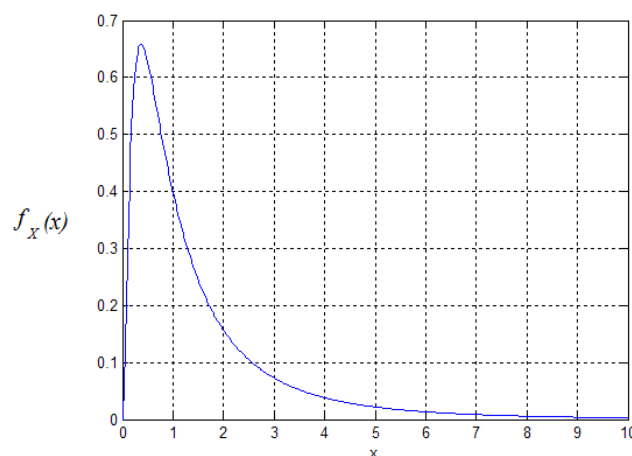


Figure A.2: Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.

A.3 Loi de gamma

La loi de Gamma est une généralisation de la loi exponentielle. Cette loi est définie par deux paramètres κ et θ strictement positifs, où κ est le paramètre d'échelle tandis que θ représente le paramètre de forme. Cette loi est caractérisée par :

- une fonction densité de probabilité qui prend la forme :

$$f(x) = \frac{1}{\kappa \Gamma(\theta)} \cdot \left(\frac{x}{\kappa}\right)^{\theta-1} \cdot \exp\left(-\left[\frac{x}{\kappa}\right]\right) \quad (\text{A.5})$$

avec :

$$- x \geq 0 \text{ et } \kappa, \theta > 0.$$

$$\Gamma(\theta) = \int_0^{\infty} x^{\theta-1} \cdot \exp(-x) \cdot dx \quad (\text{A.6})$$

Pour $1 \leq \theta < 2$, $\Gamma(\theta)$ est donné par la table de la fonction gamma. Pour les autres valeurs de θ la relation $\Gamma(\theta)$ est donnée par la relation de récurrence suivante :

$$\Gamma(\theta) = (\theta-1)\Gamma(\theta-1) \quad (\text{A.7})$$

- La fonction de répartition de cette loi de distribution prend la forme suivante :

$$F(x) = \int_0^x f(x) = \frac{1}{\Gamma(\theta)} \int_0^x \frac{1}{\kappa} \left(\frac{x}{\kappa}\right)^{\theta-1} \cdot \exp\left(-\left[\frac{x}{\kappa}\right]\right) \cdot dx \quad (\text{A.8})$$

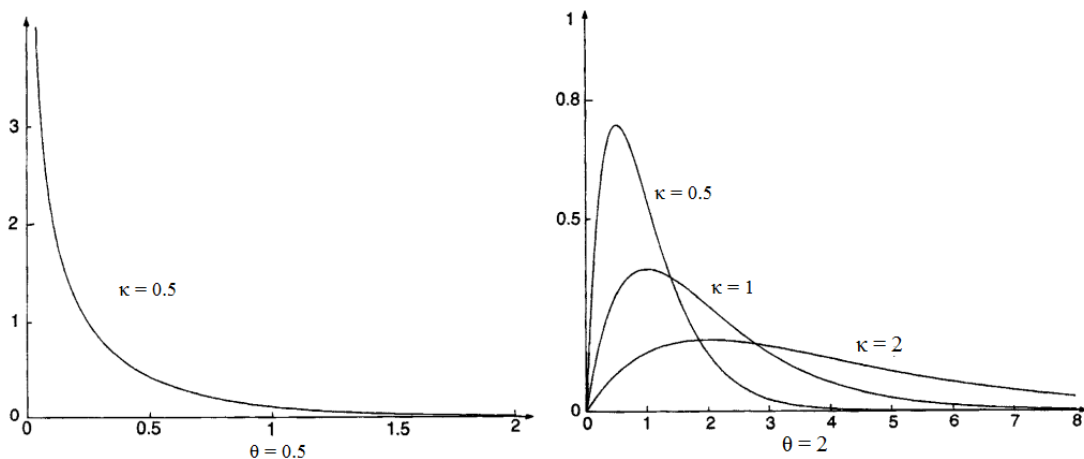


Figure A.3: Allure de la fonction de densité de la loi de gamma.