

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE



SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA
Faculté des Sciences appliquées
Département de Génie Civil et Hydraulique



Mémoire fin d'études
MASTER ACADEMIQUE
Filière : HYDRAULIQUE
Spécialité : RESSOURCES HYDRIQUES

Présenté Par :

- **KHENFER ZINE ELABIDINE**
- **DOUACHI DHIA EDDINE**

Thème :

**Protection de la ville de Ouargla contre les
inondations**

Soutenu publiquement le : .../.../...

Devant le jury composé de :

Dr. NETTARI K

MCA (UKM Ouargla)

Président

Dr. ZERROUKI M

MAA (UKM Ouargla)

Examinatrice

Dr. BOUTOUTAOU Djamel

MCA (UKM Ouargla)

Encadreur

Année Universitaire :2023/2024



Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu Tout-Puissant pour nous avoir accordé le courage et les moyens nécessaires pour réaliser ce modeste travail afin d'obtenir notre diplôme de Master. En même temps, je tiens à remercier tous ceux qui nous ont été chers et qui ont contribué directement ou indirectement au développement de ce travail, notamment :

- Notre encadrante, **Dr. BOUTOUTAOU Djamel**, nous a beaucoup aidé avec lui

Sa présence quotidienne, son orientation et ses précieux conseils. Et c'est lui

Il nous a suggéré ce sujet et nous a fourni de nombreux détails nécessaires Et des précisions concernant ce travail ;

- Tous nos professeurs du département de **génie Civil et Hydraulique** qui ont participé à notre formation.

-Nous adressons nos sincères remerciements aux membres du jury :

Dr. NETTARI K ; Dr. ZERROUKI M Ceux qui ont eu l'honneur de nous examiner, Qu'Allah récompense, merci pour cette invitation.





Dédicaces

Louange à Dieu tout puissant, qui m'a permis de voir ce jour tant attendu

Je dédie cette thèse :

A mon très cher père Lazhar Douachi

Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es.

Grâce à toi papa j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité, ta compréhension... Ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour toi.

Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation et ma formation. Je t'aime papa et j'implore le tout-puissant pour qu'il t'accorde une bonne santé et une vie longue et heureuse.

A mon très cher Mère Fatiha dahem

A toi, ma mère bien-aimée, je dédie ces paroles, ô toi qui es plus précieuse que le moi qui est entre mes ailes, et plus aimée pour moi que mon âme qui coule à travers mon corps, ô en qui je trouve largeur d'esprit et douceur, tu me combles de ta tendresse, pour que tu fleurisses pour moi dans les jardins de ton cœur, tu me gardes de tes yeux, et me protèges des calamités de l'éternité Et de sa douleur

A mes chers frères Housseem , Mohamed , Imane

Partenaires d'enfance et partisans de la réussite, je vous dédie la joie de mon diplôme.

A TOUTE MA FAMILLE ET MES AMIS

Aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour votre soutien et encouragements. Je vous dédie ce travail en reconnaissance de l'amour que vous m'offrez quotidiennement et votre bonté exceptionnelle. Que Dieu le Tout Puissant vous garde et vous procure santé et bonheur.

DOUACHI DHIA EDDINE





Dédicaces

Je dédie cette thèse à mes chers parents, qui ont toujours été à mes côtés et m'ont soutenu tout au long de ces années d'études. En témoignage de ma profonde gratitude pour tous les efforts et les ressources qu'ils ont investis dans ma réussite académique.

À toute ma famille

À tous mes amis et mes proches

À toutes les personnes qui me connaissent et que je connais

À tous les enseignants en Hydraulique et le personnel administratif,

Et à tous ceux qui apprécient le travail bien fait et ne reculent jamais face aux obstacles de la vie.

KHENFERZINE ELABID



Sommaire

<i>Remerciements</i>	I
<i>Dédicaces</i>	II
Sommaire	IV
Listes des figures	VII
Listes des tableaux	X
Chapitre 2. Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques	X
Chapitre 3. Calcul des débits pluviaux Dans la région de Ouargla	X
Chapitre 4. Aménagement hydraulique hors ville d’Ouargla	XI
Introduction Générale :	1
Chapitre 1 Aperçu général sur les inondations et Présentation du site ;	1
Chapitre 2 : Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques ;	1
Chapitre 3 : Calcul des débits pluviaux et protection contre les inondations en milieu urbain ; .	1
Chapitre 4 : Calcul des débits pluviaux et aménagement hydraulique en milieu rural.	1
Chapitre 1 : Aperçu général sur les inondations et Présentation du site	2
1.1. Introduction :	3
1.2. Types d’Inondations :	3
1.2.1. Inondations fluviales :	3
1.2.2. Inondations par remontées de nappes :	4
1.2.3. Inondations par submersions marines :	5
1.2.4. Inondations par ruissellement :	6
1.3. Causes des inondations :	7
1.3.1. Causes naturelles :	7
1.3.1.1. Fortes précipitations :	7
1.3.1.2. Changement climatique et hausse des températures :	7
1.3.1.3. Débordement des cours d’eau :	7
1.3.2. Causes humaines :	7
1.3.2.1. Déforestation :	7
1.3.2.2. Construction à proximité des cours d’eau :	7
1.3.2.3. Urbanisation et imperméabilisation des sols :	7
1.4. Situation géographique de la région d’étude :	8
1.5. Historique des inondations ou Sahara :	9
1.5.1. Les inondations de la région d’étude :	10
1.6. Aperçu climatique de la région d’étude :	11
1.6.1. Température :	11
1.6.2. Humidité de l’air :	11
1.6.3. Vitesses du vent :	11

1.6.4. Précipitations :	12
1.6.5. Evaporation :	12
Chapitre 2 : Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques	13
2.1. Introduction :	14
2.1.1. Paramètre de tendance Centrale:	14
2.1.2. Parameters de dispersion (variability):	14
2.2. Test d'homogénéité :	15
2.2.1. Test de Wilcoxon :	15
2.2.2. Données disponibles :	16
2.2.3. Calcul de l'homogénéité :	18
2.2.4. Résultat:	20
2.3. Ajustements statistiques des données des pluies max. journalières :	21
2.3.1. Les principales lois de distribution statistique utilisent en hydrologie :	21
2.3.1.1. Loi log-normal (loi de Galton) :	21
2.3.1.2. Loi exceptionnelle (loi de Gumbel) :	21
2.3.1.3. Loi GAMMA :	22
2.3.2 Résultat de l'ajustement :	23
Chapitre 3 : Calcul des débits pluvieux Dans la région de Ouargla	27
3.1. Protection de la ville de Hai Ennassr contre les inondations :	28
3.1.1. Situation géographique de la zone d'étude :	28
3.1.2. Description de l'assainissement de la ville :	28
3.2. Protection contre les eaux pluviales des bassins versants débouchant dans la ville :	29
3.2.1. Temps de concentration des bassins versants :	31
3.2.2. Calcul des débits des bassins versants :	33
3.2.2.1. Formule rationnelle :	33
3.2.2.2. Formule de Boutoutaou D.:	35
3.3. Canal ceinture de protection contre les eaux pluviales de Hai Ennassr :	36
3.3.1. Paramètres morphologiques du canal :	37
3.3.2. Calcul du débit évacué par le canal :	39
3.4. Inconvénients et avantage du canal :	44
3.4.1. Inconvénients :	44
3.4.2. Avantages :	45
3.5. Protection contre les eaux pluviale à l'intérieur de la ville (assainissement urbain) :	45
3.5.1. Assainissement de la ville de Hai Ennassr :	45
3.6. Bassin d'évaporation et puits d'infiltration :	48
3.6.1. Bassin d'évaporation :	48

3.6.2. Puits d'infiltration :	52
3.7. Collecte des eaux pluviale en dehors de la ville :	57
Chapitre 4. Aménagement hydraulique hors ville d'Ouargla	60
4.1. Situation géographique :	61
4.2. Réseau hydrographique de la zone d'étude :	61
4.3. Géomorphologie :	62
4.4. Hydrologie de la zone d'étude :	62
4.6.1. Formule de Giandotti :	64
4.6.2. Formule de Boutoutaou D :	64
4.6.3. Formule de Johnston-cross :	64
4.7. Calcul des débits des bassins versants :	65
4.7.1. Formule de Giandotti :	65
4.7.2. Formule de Sokolovski :	65
4.7.3. Formule de Boutoutaou D :	66
4.7.3.1. Détermination des paramètres de la formule :	66
4.8. Récapitulatif des résultats :	71
4.9. Proposition des variantes d'aménagement :	71
4.9.1. Choix des débits de crues de projet :	71
4.9.2. Variantes d'aménagement proposées :	72
4.9.2.1. Aménagement de oued M'Zab :	72
4.9.2.3. Calcul hydraulique du pont de Oued N'Sa :	78
4.9.2.4. Aménagement de oued Mya :	80
Chapitre 1 Aperçu général sur les inondations et Présentation du site	86
Chapitre 2 : Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques	86
Chapitre 3 : : Calcul des débits pluviaux Dans la région de Ouargla	86
Chapitre 4 : Calcul des débits pluviaux et aménagement hydraulique en milieu rural	86

Listes des figures

Chapitre 1. Aperçu général sur les inondations et Présentation du site

Figure (1. 1): Inondations fluviales	3
Figure (1. 2). Inondation causée par la remontée de la nappe	4
Figure (1. 3) : Remontée de la nappe dans une zone urbaine	4
Figure (1. 4): Inondations par submersions marines.	5
Figure (1. 5): Submersion marine des villes côtières.	5
Figure (1. 6) : Inondations par ruissellement	6
Figure (1. 7): Inondation par ruissellement urbain.....	6
Figure (1. 8): Carte de situation géographique de la région de Ouargla l'Algérie.	8
Figure (1. 9): Délimitation administrative de la wilaya d'Ouargla.....	9
Figure (1. 10) : Inondation urbaine dans les quartiers de Ouargla.....	10

Chapitre 2. Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques

Figure (2.1). Ajustement des pluies max. journalière par la loi log-normale	23
Figure (2.2). Ajustement des pluies max. journalière par la Gumbel	23
Figure (2. 3): Ajustement des pluies max. journalière par la Gamma.....	24
Figure (2.4) : Ajustement des pluies max. journalière par la loi log-normale	25
Figure (2. 5): Ajustement des pluies max. journalière par la Gumbel.	25
Figure (2.6) : Ajustement des pluies max. journalière par la Gamma.....	26

Chapitre 3. Calcul des débits pluviaux Dans la région de Ouargla

Figure (3. 1) : Localisation de la zone d'étude.....	28
Figure (3. 2) : Sens d'écoulement des eaux pluviales en milieu urbain vers la sebkha.	29
Figure (3. 3) : Situation géographique des bassins versants débouchant dans la ville d'El Khefdj.	31
Figure (3. 4): Canal trapézoïdal et ses paramètres géométriques.....	37
Figure (3. 5) : Valeurs des paramètres hydrauliques du canal.	38
Figure (3. 6) : Les deux points choisis [(P) _1 et P_2] pour calculer de la pente du canal ..	39
Figure (3. 7): Déversement des eaux sans protection de la fin du canal contre l'affouillement.	41
Figure (3. 8): Vue générale de la sortie du canal sans protection à la sebkha	41
Figure (3. 9): Sortie de canal vers sebkha.....	42

Figure (3. 10) : Dalle en gabion (20x20m) doit être placée à l’endroit de sortie du canal.	42
Figure (3. 11) : Absence d’ouvrage d’entrée (tête d’ouvrage) dans le canal. Les flèches indiquent l’écoulement à entrée de l’ouvrage.	43
Figure (3. 12): Tête d’ouvrage du canal. Les dimensions sont constructives.....	43
Figure (3. 13): Poussée de la végétation (roseaux) à l’intérieur du canal.....	44
Figure (3. 14) : Dépôt de sable et des ordures ménagères à l’intérieur du canal.	44
Figure (3. 15): Avaloires collectant des eaux pluviales durant les pluies.	46
Figure (3. 16): Avaloires collectant des eaux pluviales des routes vers le réseau d’assainissement.....	46
Figure (3. 17):Caniveau pluvial transversal collectant les eaux drainées par les lignes de tramway vers le réseau d’assainissement.....	47
Figure (3. 18): Arrivée des eaux de ruissellement de surface de la ville vers la sebkha. Point de rejet à côté du post de la gendarmerie nationale	47
Figure (3. 19): Stagnation des eaux pluviales au niveau de la route et des lignes de tramway à côté de la gare routière de Ouargla.....	49
Figure (3. 20): Projection d’un bassin d’évaporation pour les collectes des eaux pluviales de la route et des lignes de tramway	51
Figure (3. 21) : Schéma générale d’implantation d’un bassin d’évaporation	52
Figure (3. 22): Puits d’infiltration parfait. NNP-Niveau de la nappe phréatique.....	53
Figure (3. 23): Puits d’infiltration imparfait. NNP-Niveau de la nappe phréatique.....	54
Figure (3. 24): Schéma de calcul d’un puits d’infiltration.....	55
Figure (3. 25): Disposition des puits d’infiltration au-dessous du pont (à gauche). Avaloire et bassin d’infiltration (à droite)	56
Figure (3. 26) : Endroit d’emplacement des puits d’infiltration au niveau du pont à El KhedjiLes flèches blanches indiquent l’endroit des puits. Les flèches noires indiquent le sens d’écoulement des eaux pluviales.....	56
Figure (3. 27): Autoroute en zone aride ne nécessitant pas des fossés d’évacuation des eaux pluviales. Les flèches indiquent le sens d’écoulement des eaux pluviales.....	57
Figure (3. 28). Schéma d’évacuation des eaux pluviales en milieu urbain à Hai Ennassr.	58
Figure (3. 29) : Fossés d’évacuation des eaux pluviales en milieu routier. A- fosse trapézoïdal, B- fossé triangulaire, C- fossé rectangulaire.....	59

Chapitre 4. Aménagement hydraulique hors ville d'Ouargla

Figure (4. 1) : Réseaux hydrographiques des oueds de la zone d'étude.....	61
Figure(4. 2) : Relief du bas Sahara de la région de Ouargla.....	62
Figure (4. 3) : Bassins hydrographiques de l'Algérie (ANRH).	68
Figure (4. 4) : Schéma de calcul hydraulique des ponts.	74
Figure(4. 5): Valeurs des paramètres hydrauliques du pont sur oued M'Zab.	77
Figure(4. 6): Pont sur oued M'Zab Projeté.....	78
Figure(4. 7) : Endroit de construction de la digue de protection	81
Figure (4. 8) : Digue de protection et cuvette d'accumulation des eaux de crues.	81
Figure (4. 9) : Digue de protection projetée.....	82
Figure (4. 10) : Schéma de la digue en forme de déversoir	83
Figure (4. 11) : Vidange de fond de la retenue	84

Listes des tableaux

Chapitre 1. Aperçu général sur les inondations et Présentation du site

Tableau (1. 1) : Distribution de la température de l'air à la station de Ouargla (1997-2017) ..	11
Tableau (1. 2) : Distribution de l'humidité de l'aire à la station de Ouargla (1997-2017).....	11
Tableau (1. 3) : Distribution de la vitesse de vent à la station de Ouargla (1997-2017).....	12
Tableau (1. 4) : Distribution mensuelle et annuelle de la pluviométrie à Ouargla (1997-2017)	12
Tableau (1. 5) : Distribution mensuelle et annuelle de l'évaporation à Ouargla (1997-2017) .	12

Chapitre 2. Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques

Tableau (2. 1) : Valeurs des pluies max. journalières de la station météorologique de Ouargla.	16
Tableau (2. 2) : Valeurs des pluies max. journalières de la station météorologique de Ghardaïa.....	17
Tableau (2. 3) : Test de Wilcoxon appliqué à la série des pluies max. journalières observées à Ouargla	18
Tableau (2. 4) : Test de Wilcoxon appliqué à la série des pluies max. journalières observées à Ghardaïa.....	19
Tableau (2. 5): Valeurs des pluies max. journalières fréquentielles de la station de Ouargla ..	24
Tableau (2. 6): Valeurs des pluies max. journalières fréquentielles de la station de Ghardaïa	26

Chapitre 3. Calcul des débits pluviaux Dans la région de Ouargla

Tableau(3.1): Valeurs des principales caractéristiques morphologiques des bassins versants	31
Tableau (3. 2) : Valeurs des vitesses d'écoulement $V, m/s$	32
Tableau (3. 3) : Calcul du temps de concentration des bassins.....	32
Tableau (3. 4) : Valeurs des temps de concentration des bassins converties en minute	32
Tableau (3. 5): Valeurs des pluies de courte durée fréquentielles $P_{(tc T)} (mm)$	34
Tableau (3. 6): Valeurs des intensités pluviales fréquentielles $I_{(tc T)} (mm/h)$	34
Tableau (3. 7): Valeurs du coefficient ruissellement (α).....	35
Tableau (3. 8): Valeurs des débits max. fréquents $Q_T (m^3/s)$ des bassins versants.....	35
Tableau (3. 9): Valeurs des débits max. fréquents $Q_T (m^3/s)$ des bassins versants	36
Tableau (3. 10) : Valeurs des débits max. fréquents calculés par les deux formules	36
Tableau (3. 11) : Coordonnées et calcul de la pente du canal.....	39

Tableau (3. 12) : Valeurs du coefficient d'infiltration	53
Tableau (3. 13) : Valeurs du Rayon d'influence	54
Chapitre 4. Aménagement hydraulique hors ville d'Ouargla	
Tableau (4. 1) : Valeurs des paramètres morphologiques des bassins versants.....	63
Tableau (4. 2) : Calcul des temps de concentration des bassins versants.....	64
Tableau (4. 3): Valeurs des temps de concentration t_C retenues	65
Tableau (4. 4) : Valeurs des coefficients A, B et n.	67
Tableau (4. 5) : Valeurs des pertes max. possibles $P_{0,mm}$ dans les bassins versants hydrographiques.	69
Tableau (4. 6) : Valeurs des débits max. de crue calculées par la formule (4-6).....	70
Tableau (4. 7) : Récapitulatif des résultats de calcul des débits max. par les trois formules ..	71
Tableau (4. 8): Valeurs des débits max de crue retenus pour les éventuels aménagements....	72
Tableau (4. 9): Vitesse d'écoulement admissibles pour les lits revêtus (consolidés)	75
Tableau (4. 10): Valeurs de rugosité n des sols revêtus et non revêtus.....	76
Tableau (4. 11) : Récapitulatif des résultats de dimensionnement hydraulique du pont sur oued M'Zab	78
Tableau (4. 12) : Récapitulatif des résultats de dimensionnement hydraulique du pont sur oued N'Sa.....	80

ملخص :

تكثر ظواهر الفيضانات في الجزائر، خاصة في المناطق الجافة من هذا البلد. ومن المؤسف أن الأضرار البشرية والمادية كانت دائما مرتفعة للغاية، سواء في المناطق الحضرية أو الريفية. ولمعالجة هذا الضرر، ينبغي إجراء التهيئة الممكنة ونظرا لانخفاض انحدار المصببات، فإن تدفق مياه الأمطار في هذه المناطق يكون سيئا، مما يشكل مشاكل عديدة للسكان، خاصة في المناطق الحضرية (الغمر، الترسبات الصلبة، الطرق المغمورة بالمياه وغيرها). يتمثل العمل المنجز في هذه الأطروحة في اقتراح بعض الحلول للحماية من الفيضانات والسيول المدمرة في المناطق الحضرية والريفية في المناطق الجافة (حالة مدينة ورقلة) بالجزائر.

الكلمات المفتاحية: الفيضانات، السيول، الأحواض، التهيئة، ورقلة

Abstract:

Flooding is very common in Algeria, especially in the arid of the country. Unfortunately, human and material damage has always been very high in both urban and rural areas. Any adjustments should be made to deal with this damage. Due to the low slope of the slopes, the rain flow in these regions is poorly drained which poses a lot of problems for the population especially in the urban environment (sinking, solid deposits, flooded roads, etc.) The work carried out in this memo is to propose some solutions to protect against destructive floods and floods in urban and rural areas of arid regions (the case of the city of Ouargla) of Algeria.

Keywords : flooding, floods, basins, arrangements, Ouargla

Résumé :

Les phénomènes d'inondations sont très fréquents en Algérie, en particulier dans les régions arides de ce pays. Malheureusement les dégâts humains et matériels ont été toujours très élevés soit en milieu urbain, soit en milieu rural. Pour faire face à ces dégâts, des éventuels aménagements devraient être réalisés. Vu la faible pente des versants, l'écoulement pluvial dans ces régions est mal drainé ce qui pose beaucoup de problèmes à la population en particulier en milieu urbain (submersion, dépôt solide, routes inondées etc.)

Le travail effectué dans ce mémoire consiste à proposer quelques solutions de protection contre les inondations et les crues destructives en milieu urbain et rural des régions arides (cas de la ville de Ouargla) de l'Algérie.

Mots clés : inondations, crues, bassins, aménagements, Ouargla

Introduction Générale

Introduction Générale :

Les inondations dans tout le territoire Algérien en particulier dans les zones arides sont très destructives, les dégâts humains et matériels causées par ces inondations sont toujours très élevés.

Les paramètres hydrologiques formant les crues sont nombreux, les plus influençant sont les caractéristiques pluviométriques et morphologiques des bassins versants

Un bassin versant qui contribue à la formation des crues est une surface topographique drainé par un cours d'eau et ses affluents, c'est une zone qui réceptionne et collecte les eaux de pluies et les draines vers un point commun le plus bas appelé exutoire : cours d'eau, lac, sebkha, mer, océan, etc.

La connaissance des valeurs des pluies et par conséquent des débits max. de crue est primordial. Ces dernières sont utilisées pour dimensionner les ouvrages hydrauliques de protection.

Les reliefs plats des zones arides compliquent d'avantage les aménagements hydrauliques à cause de l'absence de pente permettant l'écoulement et l'évacuation des eaux pluviales en milieu urbain.

L'étude établie dans ce mémoire consiste à vérifier l'aptitude des aménagements hydrauliques existants à protéger la ville de Ouargla contre les inondations et à proposer d'autres variantes d'aménagements spécifiques de la zone aride.

Pour répondre à et cet objectif, notre mémoire a été organisée en quatre Chapitres, qui sont les suivants :

Chapitre 1 Aperçu général sur les inondations et Présentation du site ;

Chapitre 2 : Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques ;

Chapitre 3 : Calcul des débits pluviaux et protection contre les inondations en milieu urbain ;

Chapitre 4 : Calcul des débits pluviaux et aménagement hydraulique en milieu rural.

Chapitre 1 : Aperçu général sur les inondations et Présentation du site

1.1. Introduction :

Les inondations sont des catastrophes naturelles pouvant conduire à des effets dévastateurs sur la vie humaine et financière des pays, elles peuvent se produire dans n'importe quel coin du monde.

Deux facteurs contribuent au risque d'inondation : la possibilité que l'eau s'échappe du fond de l'écoulement naturel et l'habitation humaine dans la zone alluviale, où diverses formes d'infrastructures, de machines et d'activités sont installées.

Dans sa définition la plus large, les inondations comprennent les inondations des cours d'eau, l'élévation du niveau des eaux souterraines, le ruissellement des fortes pluies d'origines orageuses, les inondations causées par la percée (effondrement) de barrages ou d'autres structures de protection, les inondations des estuaires causées par une combinaison de marées hautes et de basses pressions, et enfin les inondations de grandes rivières.

1.2. Types d'Inondations :

1.2.1. Inondations fluviales :

Ces inondations se produisent lorsque le niveau d'eau d'une rivière ou d'un cours d'eau monte plus haut que d'habitude. Cette élévation du niveau de l'eau peut être causée par de fortes pluies, la fonte des neiges ou d'autres causes. La figure (1.1) montre un cas d'un avant et au cours d'inondation

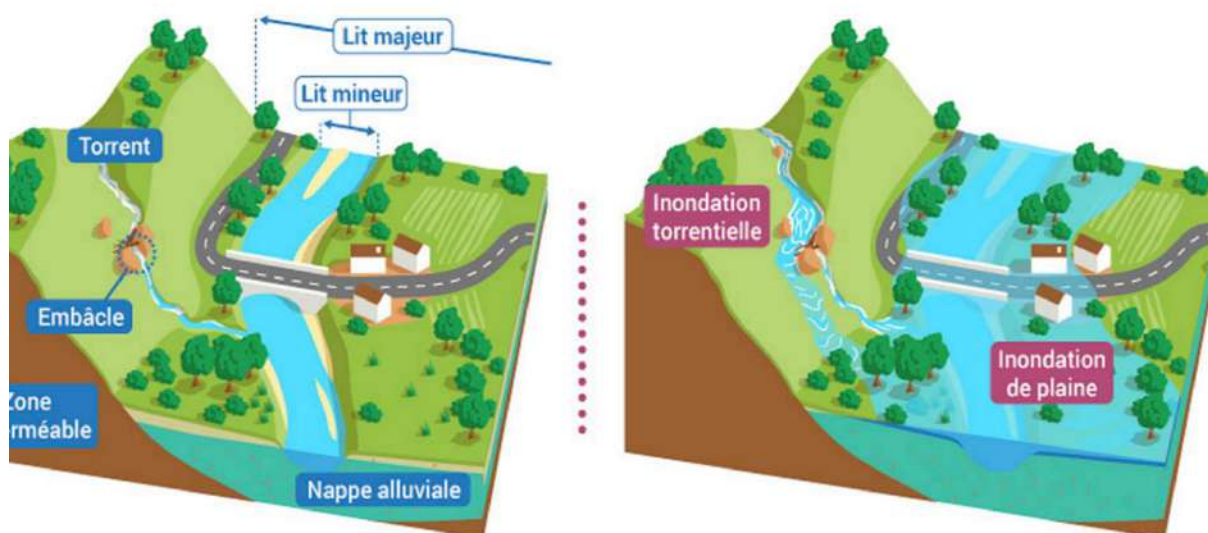


Figure (1. 1) : Inondations fluviales

1.2.2. Inondations par remontées de nappes :

Elles se produisent plutôt à la fin de l'hiver ou au du printemps, lorsque le niveau des eaux souterraines est au plus haut. Une fois que la nappe occupe l'ensemble de l'aquifère (disparition de la zone non saturée), celui-ci est plein et ne peut pas stocker davantage d'eau. Si la recharge perdure, le niveau de la nappe s'élève au-dessus du toit de l'aquifère, et peut atteindre celui du sol (figure (1.2) et (1.3)). Des inondations de sous-sols et de caves peuvent se produire.

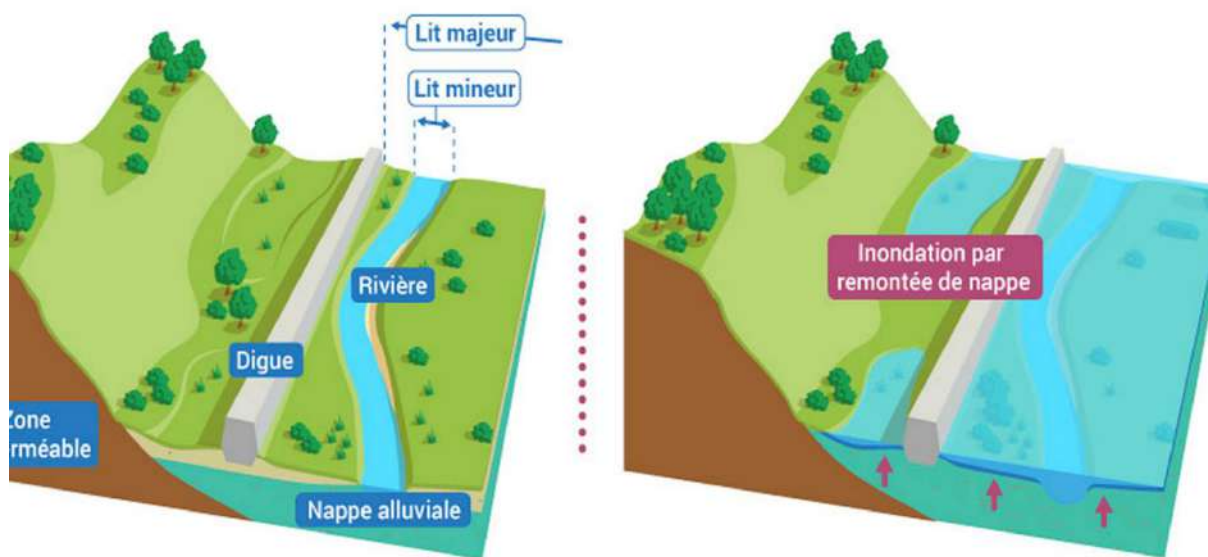


Figure (1. 2). Inondation causée par la remontée de la nappe



Figure (1. 3) : Remontée de la nappe dans une zone urbaine

1.2.3. Inondations par submersions marines :

C'est un type d'inondation connu sous le nom de "submersions marines", il se produit le long du rivage lorsque de grosses vagues forcent l'eau salée à l'intérieur des terres (figures (1.4) et (1.5)) Ils se produisent généralement lorsque les marées hautes coïncident avec les tempêtes.

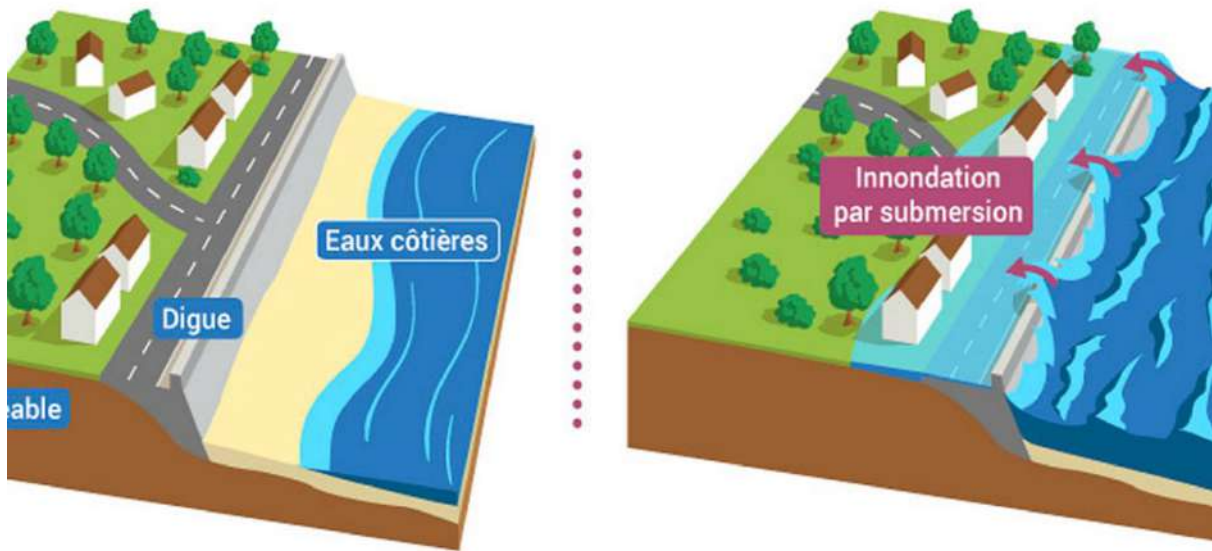


Figure (1. 4): Inondations par submersions marines.



Figure (1. 5): Submersion marine des villes côtières.

1.2.4. Inondations par ruissellement :

Elles sont souvent appelées inondations pluviales, elles se produisent lorsqu'il y a beaucoup de précipitations sur des surfaces imperméables comme le béton ou l'asphalte et que le sol est incapable d'absorber immédiatement l'eau. L'eau s'accumule donc en surface et peut provoquer des inondations localisées (figures (1.6) et (1.7)).

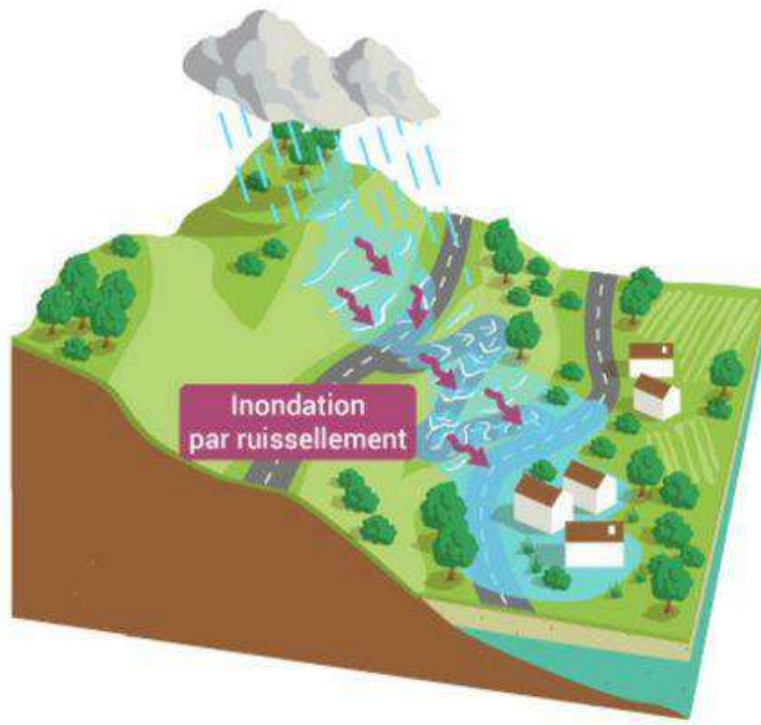


Figure (1. 6) : Inondations par ruissellement



Figure (1. 7) : Inondation par ruissellement urbain

1.3. Causes des inondations :

Les inondations sont causées par divers facteurs tels que les phénomènes météorologiques naturels, les constructions anthropiques, les activités humaines ou encore le changement climatique. Les causes d'inondations sont les suivantes :

1.3.1. Causes naturelles :

1.3.1.1. Fortes précipitations : Les inondations peuvent être causées par des ouragans, des tempêtes tropicales ou de fortes pluies. L'augmentation des niveaux d'eau peut saturer le sol et entraîner des débordements.

1.3.1.2. Changement climatique et hausse des températures : Les cyclones et les fortes précipitations sont provoqués par le réchauffement des océans. La déforestation et l'artificialisation des sols entraînent un ruissellement plus important et des glissements de terrain plus fragiles.

1.3.1.3. Débordement des cours d'eau : Les inondations surviennent lorsqu'une rivière déborde directement après de fortes pluies ou lorsque la fonte des neiges hivernale fond. Le débordement indirect des nappes phréatiques peut également entraîner des inondations.

1.3.2. Causes humaines :

1.3.2.1. Déforestation : La capacité des plantes à retenir l'eau diminue lorsque les forêts et les jungles sont défrichées à grande échelle. Même après l'arrêt des précipitations, les plantes et les arbres continuent d'absorber l'eau et de la libérer progressivement.

1.3.2.2. Construction à proximité des cours d'eau : Vivre dans des endroits sujets aux inondations au bord des lacs et des rivières les rend plus vulnérables aux inondations. Les dangers pour l'infrastructure et les résidents sont accrus par le bâtiment à ces endroits.

1.3.2.3. Urbanisation et imperméabilisation des sols : Les bâtiments, les routes et les parkings sont créés à la suite de la croissance urbaine. Comme l'eau ne peut pas pénétrer à travers ces surfaces imperméables, le ruissellement et la probabilité d'inondation sont accrus.

1.4. Situation géographique de la région d'étude :

Ouargla est située dans le Nord-Est de l'Algérie (figure 8), plus précisément dans la partie septentrionale du Sahara algérien. Elle se trouve à :

- 190 km à l'est de Ghardaïa
- 160 km au sud-ouest de Touggourt
- 388 km au sud de Biskra
- 800 km d'Alger et 618 km de Constantine

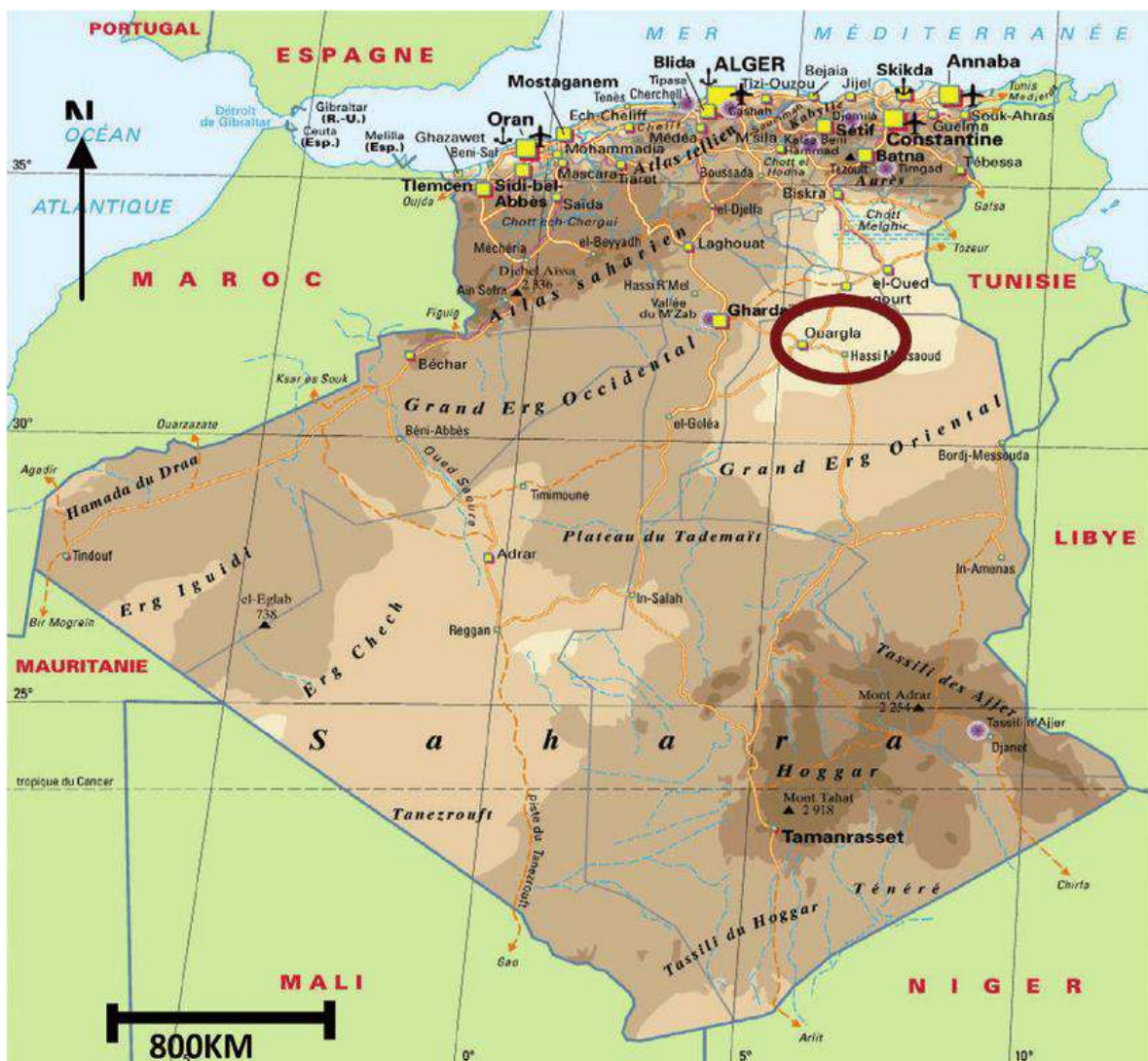


Figure (1. 8): Carte de situation géographique de la région de Ouargla l'Algérie.

Les coordonnées géographiques de la cuvette d'Ouargla sont repérées par les coordonnées (UTM, Clarke1880) suivantes :

Xmin = 710 000 ; Ymin = 3 530 000 et

Xmax = 730 000 ; Ymax = 3600 000

Elle est limitée au Nord par les wilayas de Djelfa et d'El Oued au Sud par les Wilayas d'Illizi et Tamanrasset à l'Ouest par les wilayas de Ghardaïa et à l'Est par la Tunisie (figure1.9).

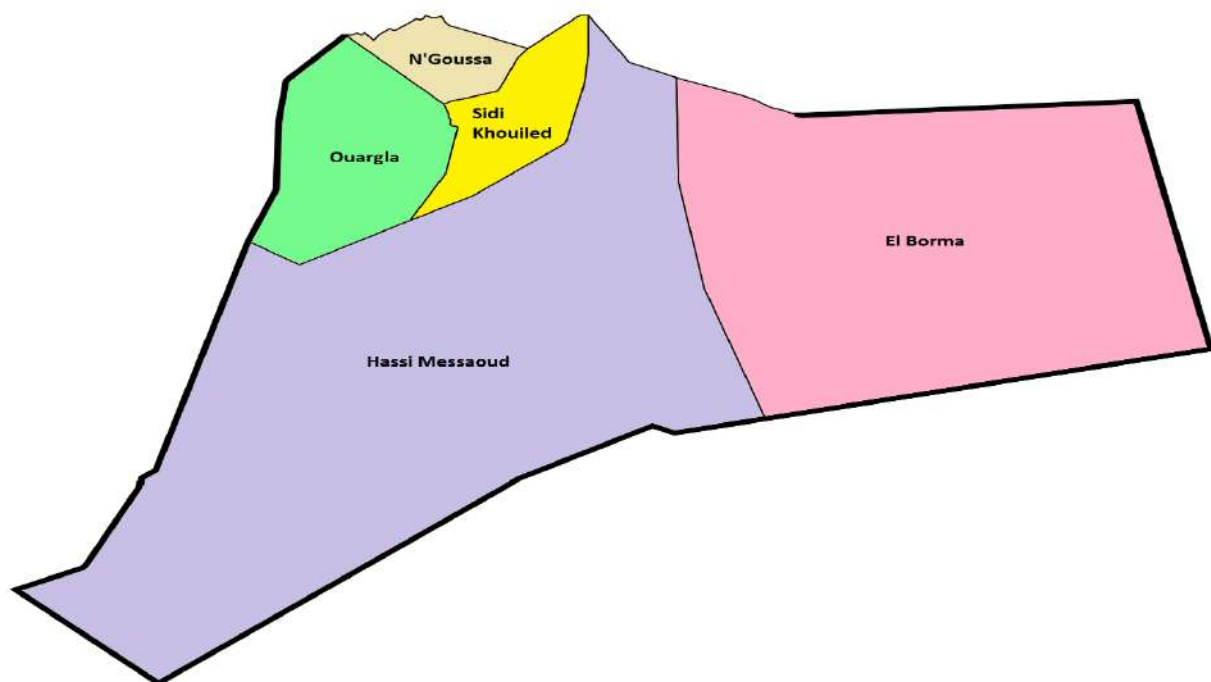


Figure (1. 9) : Délimitation administrative de la wilaya d'Ouargla.

1.5. Historique des inondations ou Sahara :

La région aride connaît des inondations plus isolées et importantes. Celles-ci se produisent dans tout le territoire Algériens, les plus importantes entre elles sont celles d'Illizi, Adrar et Tamanrasset en mars 2005 de Tindouf en février 2006, de Béchar en octobre 2007 et 2008, et de Ghardaïa en octobre 2008. Des averses torrentielles de courte durée concentrent les eaux de ruissellement dans les oueds et les ruisseaux, qui sont souvent sèches et peuvent entraîner des inondations très dévastatrices.

1.5.1. Les inondations de la région d'étude :

Les inondations à Ouargla et ses environs sont principalement causés par le ruissellement urbain lorsque cette dernière reçoit des pluies plus au moins intenses et prolongées (figure 1.10).



Figure (1. 10) : Inondation urbaine dans les quartiers de Ouargla.

La cuvette de Ouargla est traversée par plusieurs grands oued (Mya, M'Zab, N'sa) à sec qui ne sont pas actif mais il existe toujours une certaine probabilité que ces oueds provoquent de fortes inondations (les crues centennales). Concernant la remontée de la nappe phréatique, le projet de l'ONA réalisé (canal cloisonné qui débute de la STEP de Ouargla jusqu'à Sebkhet Sefione – N'goussa) n'a pas pu drainer et rabattu la nappe complètement.

Le ministère des Ressources en Eau a lancé des projets de modernisation du réseau d'égouts et de protection des villes de Ouargla et de ses environs contre les inondations et les eaux pluviales dans le but d'enrayer le phénomène de remontée de l'eau à la surface et de protéger les biens des agriculteurs vivant à proximité des vallées des vallées.

1.6. Aperçu climatique de la région d'étude :

La région d'étude appartient à un climat aride où les précipitations se font rares (2-3 pluie par année en moyenne).

1.6.1. Température :

Les valeurs des températures moyennes mensuelles les plus élevées sont enregistrées au mois de juillet à la station météorologique d'Ouargla (32,35 °C), les températures moyennes mensuelles minimales sont enregistrées en mois de janvier 11,4 C°, la distribution mensuelle de la température est donnée dans le tableau (1.1).

Tableau (1. 1) : Distribution de la température de l'air à la station de Ouargla (1997-2017)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Ouargla	11.8	13.9	18.1	22.9	28	32.8	35.8	35.1	30.7	24.8	17.2	12.6

1.6.2. Humidité de l'air :

L'humidité de l'air à Ouargla varie considérablement. Elle est élevée dans la période hivernale (mois de décembre et janvier), et faible dans la période estivale (juin, juillet et aout). La distribution mensuelle de l'humidité de l'air (en %) est illustrée dans le tableau 1-2.

Tableau (1. 2) : Distribution de l'humidité de l'aire à la station de Ouargla (1997-2017)

Mois	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
H, %	64	55	45	37	33	27	24	26	37	50	58	64

1.6.3. Vitesses du vent :

Le vent observé à un emplacement donné dépend fortement de la topographie locale et d'autres facteurs. La vitesse et la direction du vent varient considérablement.

La période la plus venteuse de l'année dure 4,7 mois, du 4 mars au 26 juillet, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à 14,5 kilomètres par heure. Le mois le plus venteux de l'année à Ouargla est mai, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 16,2 kilomètres par heure. La période la plus calme de l'année dure 7,3 mois, du 26 juillet au 4 mars. Le mois le plus calme de l'année à Ouargla est novembre, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 12,8 kilomètres par heure. La distribution mensuelle de la vitesse du vent (en m/s) est donnée dans le tableau 1-3.

Tableau (1. 3) : Distribution de la vitesse de vent à la station de Ouargla (1997-2017)

Mois	janv	févr	Mars	avr	mia	juin	juil	août	sept.	oct	nov	dec
$V, m/s$	2.6	3.0	3.8	4.5	4.6	4.7	4.6	3.9	4.0	3.1	2.6	2.8

1.6.4. Précipitations :

L'analyse des données climatiques de la pluviométrie à Ouargla (1997- 2017) donne une valeur annuelle de 37,77. Le maximum est observé en période d'hiver (5-6mm), le minimum en période estivale (0 -1mm). La distribution annuelle de la précipitation est donnée dans le tableau (1.3).

Tableau (1. 4) : Distribution mensuelle et annuelle de la pluviométrie à Ouargla (1997-2017)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Spt	Oct.	Nov.	Déc.	P.An
OUA	6.55	2.02	3.94	1.63	3.42	0.44	0.19	1.01	3.33	6.78	5.48	2.98	37.7

1.6.5. Evaporation :

La région de Ouargla se caractérise par une évaporation très importante. Le cumul annuel atteint les 3382 mm avec un minimum de 101 mm enregistré au mois de janvier et un maximum de 473 mm durant le mois d'aout. La distribution mensuelle de l'évaporation (en mm) est donnée dans le tableau 1-5

Tableau (1. 5) : Distribution mensuelle et annuelle de l'évaporation à Ouargla (1997-2017)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Spt	Oct.	Nov.	Déc.	An
E, mm	101	158	247	300	374	436	426	473	337	235	176	199	3382

Chapitre 2 : Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques

2.1. Introduction :

L'analyse statistique est basée sur un échantillon ou une série d'observation. L'échantillon, tout comme la population, se caractérise par un certain nombre de paramètres divisés en trois catégories :

- Paramètre de tendance centrale.
- Paramètre de dispersion.
- Paramètre de forme.

2.1.1. Paramètre de tendance Centrale:

- **Moyenne arithmétique**

La moyenne est la valeur la plus utilisée pour caractériser l'ordre de grandeur du phénomène étudié

Moyenne arithmétique simple

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (2-1)$$

$\bar{x}$ – Moyenne arithmétique ; x_i – valeur de l'observation « i » dans la série ; n – nombre d'observation.

Moyenne arithmétique pondérée

La moyenne arithmétique caractéristique $\bar{x}$ correspond à la moyenne pondérée est :

$$\bar{x} = \frac{n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + \dots + n_k \cdot x_k}{n_1 + n_2 + \dots + n_k} = \frac{\sum_{i=1}^k n_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^k n_i} \quad (2-2)$$

2.1.2. Parameters de dispersion (variability):

- **Ecart-type ou déviation standard**

L'écart-type ou déviation standard noté σ_x est défini comme la racine carrée de la variance.

1. Pour les observations non groupées :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (2-3)$$

Si $n < 30$:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (2-4)$$

2. Pour les observations groupées par classes :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_i^n n_i (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (2 - 5)$$

Si $n < 30$:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_i^n n_i (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (2 - 6)$$

- **Coefficient de variation**

Le coefficient de variation est sans dimension, il est indépendant des unités de mesure. Il est calculé par la relation suivante:

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (2 - 7)$$

La constitution d'échantillons, au sens statistique du terme, est un processus long, au cours duquel de nombreuses erreurs, sont susceptibles d'être commises. Par ailleurs, il est indispensable, avant d'utiliser des séries de données, de se préoccuper de leur qualité et de leur représentativité.

2.2. Test d'homogénéité :

Le test d'homogénéité sert à comparer deux échantillons afin de vérifier s'ils sont issus de la même population. Le test le plus utilisé en hydrométéorologie est le test de Wilcoxon.

2.2.1. Test de Wilcoxon :

C'est un test non paramétrique qui permet de vérifier l'homogénéité d'une série de données d'observation. Ce test utilise les rangs au lieu des valeurs de la série.

Soit une série d'observation de longueur n à partir de laquelle on tire les échantillons X et Y .

Les tailles de ces deux échantillons sont respectivement n_1 et n_2 ($n_1 + n_2 = n$) et $n_1 \leq n_2$.

Si l'échantillon X est issu de la même population que l'échantillon Y , l'échantillon union de X et de Y en est également issu.

On classe les valeurs de la série $X \cup Y$ par ordre décroissant et on associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette série. (Si une valeur se répète plusieurs fois, il faut lui associer le rang moyen correspondant.

On détermine la quantité statistique W_x – somme des rangs des éléments du premier échantillon :

$$W_x = \sum R(x) \quad (2 - 8)$$

Selon Wilcoxon, les deux échantillons X et Y constituent une série homogène, c'est-à-dire l'hypothèse nulle est vérifiée si la quantité statistique W_x est comprise entre les quantités statistiques $W_{\min}$ et $W_{\max}$ calculées respectivement par les relations suivantes :

$$W_{\min} = \frac{(n_1 + n_2 + 1)n_1 - 1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{n_1 \cdot n_2 \cdot (n_1 + n_2 + 1)}{12}} \quad (2-9)$$

$$W_{\max} = (n_1 + n_2 + 1) \cdot n_1 - W_{\min} \quad (2-10)$$

$Z_{1-\frac{\alpha}{2}}$ - valeur de la variable centrée réduite de la loi normale correspondant à une probabilité $1 - \frac{\alpha}{2}$.

L'hypothèse d'homogénéité est rejetée si l'inégalité $W_{\min} < W_x < W_{\max}$ n'est pas respectée. Ce rejet se fait au seuil de signification $1 - \alpha$.

2.2.2. Données disponibles :

Les données des pluies max. journalières des stations Ouargla et Ghardaïa sont présentées dans les tableaux (2-1) et (2-2)

Tableau (2. 1) : Valeurs des pluies max. journalières de la station météorologique de Ouargla.

Année	P max.j	Année	P max.j
1991	10.3	2006	48
1992	8.3	2007	10.2
1993	14.6	2008	7.8
1994	26.7	2009	40.5
1995	31.8	2010	19.1
1996	26.5	2011	14.5
1997	46.5	2012	18
1998	30.4	2013	6.5
1999	18.6	2014	23
2000	18.1	2015	4.5
2001	12	2016	8.5
2002	19.1	2017	5.3
2003	23.3	2018	12.8
2004	44	2019	16.1
2005	13.6	2020	7.3

Tableau (2. 2) : Valeurs des pluies max. journalières de la station météorologique de Ghardaïa

Année	P max.j	Année	P max.j
1975	24.7	1993	11.9
1976	17.2	1994	54.8
1977	17.9	1995	30
1978	11.3	1996	12
1979	18.6	1997	23
1980	46.5	1998	3.5
1981	13	1999	26
1982	9.4	2000	18
1983	2.9	2001	18
1984	20.2	2002	24
1985	6.8	2003	33
1986	36.6	2004	46
1987	8.8	2005	7
1988	8.9	2006	16.2
1989	6.7	2007	10
1990	27.9	2008	23
1991	10.9	2009	13.1
1992	12.6	2010	8.6

2.2.3. Calcul de l'homogénéité :

Le calcul de l'homogénéité est donné dans le Tableau 2-3 (Ouargla) et 2-4 (Ghardaïa)

Tableau (2. 3) : Test de Wilcoxon appliqué à la série des pluies max. journalières observées à Ouargla

pluies max. journalières	X	Y	RANG	Série classée par ordre croissant	XUY
10.3	10.3	48	1	4.5	Y
8.3	8.3	10.2	2	5.3	Y
14.6	14.6	7.8	3	6.5	Y
26.7	26.7	40.5	4	7.3	Y
31.8	31.8	19.1	5	7.8	Y
26.5	26.5	14.5	6	8.3	X
46.5	46.5	18	7	8.5	Y
30.4	30.4	6.5	8	10.2	Y
18.6	18.6	23	9	10.3	X
18.1	18.1	4.5	10	12	X
12	12	8.5	11	12.8	Y
19.1	19.1	5.3	12	13.6	X
23.3	23.3	12.8	13	14.5	Y
44	44	16.1	14	14.6	X
13.6	13.6	7.3	15	16.1	Y
48			16	18	Y
10.2			17	18.1	X
7.8			18	18.6	Y
40.5			19	19.1	X
19.1			20	19.1	Y
14.5			21	23	Y
18			22	23.3	X
6.5			23	26.5	X
23			24	26.7	X
4.5			25	30.4	X
8.5			26	31.8	X
5.3			27	40.5	Y
12.8			28	44	X
16.1			29	46.5	X
7.3			30	48	Y

Tableau (2. 4) : Test de Wilcoxon appliqué à la série des pluies max. journalières observées à Ghardaïa

Pluies max. journalières	X	Y	RANG	Série classée par ordre croissant	XUY
24.7	24.7	12.6	1	2.9	X
17.2	17.2	11.9	2	3.5	Y
17.9	17.9	54.8	3	6.7	X
11.3	11.3	30	4	6.8	X
18.6	18.6	12	5	7	Y
46.5	46.5	23	6	8.6	Y
13	13	3.5	7	8.8	X
9.4	9.4	26	8	8.9	X
2.9	2.9	18	9	9.4	X
20.2	20.2	18	10	10	Y
6.8	6.8	24	11	10.9	X
36.6	36.6	33	12	11.3	X
8.8	8.8	46	13	11.9	Y
8.9	8.9	7	14	12	Y
6.7	6.7	16.2	15	12.6	Y
27.9	27.9	10	16	13	X
10.9	10.9	23	17	13.1	Y
12.6		13.1	18	16.2	Y
11.9		8.6	19	17.2	X
54.8			20	17.9	Y
30			21	18	Y
12			22	18	Y
23			23	18.6	X
3.5			24	20.2	X
26			25	23	Y
18			26	23	X
18			27	24	Y
24			28	24.7	X
33			29	26	Y
46			30	27.9	X
7			32	30	Y
16.2			33	33	Y
10			34	36.6	X
23			35	46	Y
13.1			36	46.5	X
8.6			37	54.8	Y

2.2.4. Résultat:

- Station Ouargla

Selon notre calcul on a :

$$Wx = \Sigma Rang X = 6 + 9 + 10 + 12 + \dots + 29 = 264$$

$$\begin{aligned} W_{min} &= \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \\ &= \frac{(15 + 15 + 1)15 - 1}{2} - 1,96 \sqrt{\frac{15 \cdot 15 (15 + 15 + 1)}{12}} \approx 185 \end{aligned}$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} = (15 + 15 + 1) \cdot 15 - 185 = 280.$$

Donc:

$$Wx = 264$$

$$W_{min} = 185$$

$$W_{max} = 280$$

Ce qui fait:

$$W_{min} = 185 < Wx = 264 < W_{max} = 280$$

Les données des pluies max. Journalières de la station de Ouargla sont donc homogènes

- Station Ghardaïa

Selon notre calcul on a :

$$Wx = \Sigma Rang X = 1 + 3 + 4 + 7 + \dots + 36 = 291$$

$$\begin{aligned} W_{min} &= \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \\ &= \frac{(17 + 19 + 1)17 - 1}{2} - 1,96 \sqrt{\frac{17 \cdot 19 (17 + 19 + 1)}{12}} \approx 252 \end{aligned}$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} = (17 + 19 + 1) \cdot 17 - 252 = 377.$$

Donc:

$$Wx = 291$$

$$W_{min} = 252$$

$$W_{max} = 377$$

Ce qui fait:

$$W_{min} = 252 < Wx = 291 < W_{max} = 377$$

Les données des pluies max. journalières de la station de Ghardaïa sont donc homogènes.

2.3. Ajustements statistiques des données des pluies max. journalières :

2.3.1. Les principales lois de distribution statistique utilisées en hydrologie :

Il y a plusieurs lois en statistique pour étudier un ou plusieurs phénomènes. Les lois les plus fréquemment utilisées en hydrologie sont :

2.3.1.1. Loi log-normal (loi de Galton) :

La formule de la loi log-normal est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (2-11)$$

Avec :

$$Z = \frac{\log X_i - \log X_0}{\sigma \log X_i}$$

Les valeurs de $F(X)$ sont fournies par la table de l'intervalle de gauss en fonction de la variable réduit de gauss.

2.3.1.2. Loi exceptionnelle (loi de Gumbel) :

La formule de la loi de Gumbel est la suivante :

$$F(X) = e^{-\alpha(x-x_0)} \quad (2-12)$$

$F(X)$: fréquence au non dépassement (F.N.D)

α, X_0 Coefficient d'ajustement

$$F(X) = F(Y)e^{-e^{-Y}} \quad (2-13)$$

Y : variable réduit de Gumbel, Liée à la probabilité attachée à la valeur X .

$F(Y)$: fréquence au non dépassement de la variable réduite de Gumbel.

L'équation $Y = \alpha(X - X_0)$ peut être présentée par la forme suivant :

$$X = \frac{1}{\alpha} Y + x_0 \quad (2-14)$$

L'équation (2-14) représente le droit d'ajustement de Gumbel, les paramètres de cette droite sont liés entre eux par les relations suivantes :

$$\frac{1}{\alpha} = 0.780\sigma \quad (2-15)$$

$$X_0 = X - \frac{0.577}{\alpha} \quad (2-16)$$

X : Moyenne de la série.

σ : écart-type de la série.

X_0 Et α . Sont les coefficients d'ajustement.

2.3.1.3. Loi GAMMA :

La formule de la loi de GAMMA est la suivante :

$$F(X) = \left[\beta^\alpha / \tau(\alpha) \right] [\exp(-\beta)]^{\alpha-1} \quad (2-17)$$

$\tau(\alpha)$: Fonction Gamma

Si

$$Cs = 2\omega$$

$$\beta = \alpha = 1/Cv^2$$

$$Z = K \text{ et } \beta = 2/(Cv \cdot Cs)$$

$$a = 4/Cs^2 = 1/CV^2$$

La formule (2-17) peut s'écrire de la forme suivante :

$$F(X) = \left[\left(1/Cv^2 \right)^{\frac{1}{Cv^2}} / \tau(1)Cv \right] \exp \left[-\frac{k}{Cv^2} \right] K \left(\frac{1}{Cv^2-1} \right) \quad (2-18)$$

Selon Kristsky et Menkel qui ont changé le paramètre Z par $Z = a4b$ avec a et b fonctions de CV et Cs , cela permettra à la droite d'ajustement d'avoir des ordonnées ne tendant pas à zéro si

$Cs \leq 2Cv$. Cette droite est souvent appelée droite d'ajustement de krisky-menkel.

Sa forme analytique est la suivante :

$$F(X) = \left[\left(1/Cv \cdot Cs \right)^{\frac{4}{Cs^2}} / \tau \frac{4}{Cs} \right] \exp \left[-\frac{2k}{\frac{Cv}{Cs}} \right] K \left(\frac{4}{Cs^2-1} \right) \quad (2-19)$$

2.3.2 Résultat de l'ajustement :

L'ajustement statistique a été établi par le logiciel Hyfran. Les Résultats de calcul de l'ajustement des pluies max. journalières des deux stations par les lois statistiques utilisées sont :

- **Station Ouargla** (figures, 2-1, 2-2, 2-3 et 2-4)

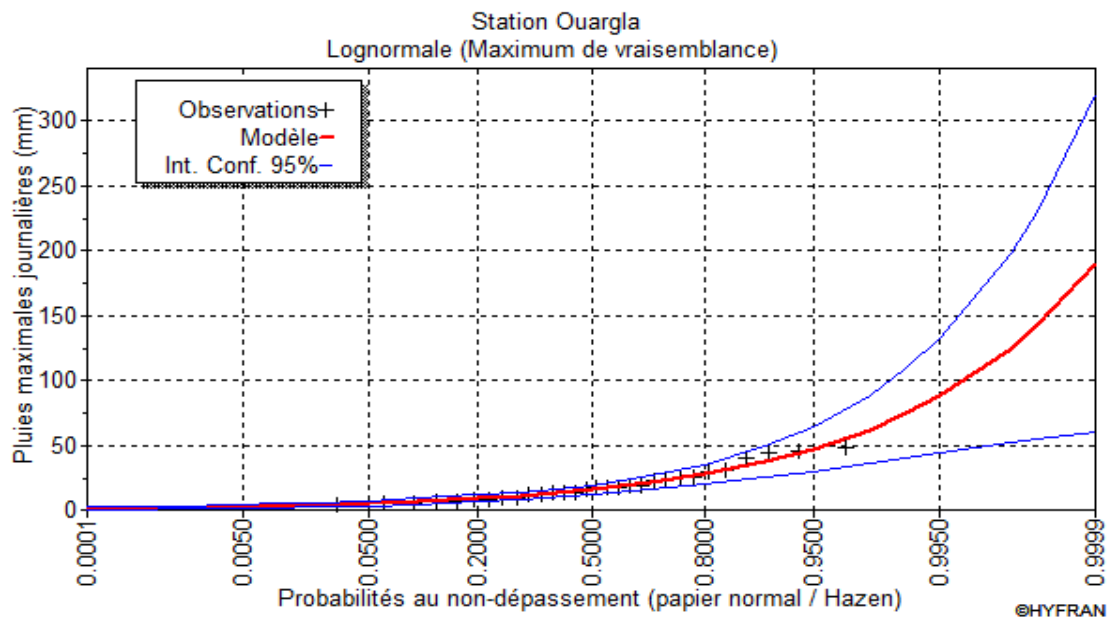


Figure (2.1). Ajustement des pluies max. journalière par la loi log-normale

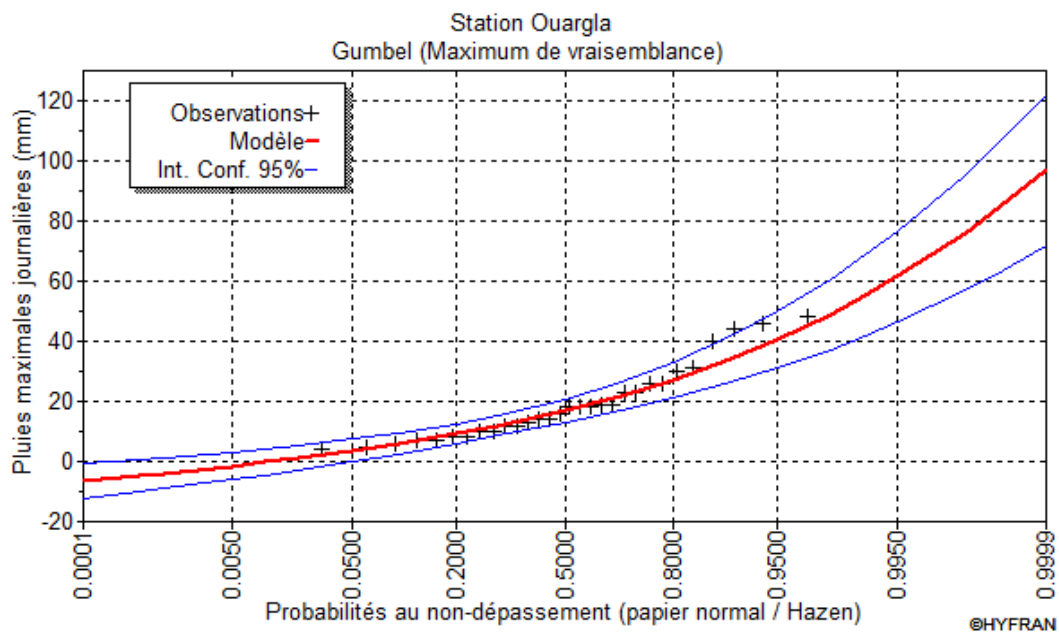


Figure (2.2). Ajustement des pluies max. journalière par la Gumbel

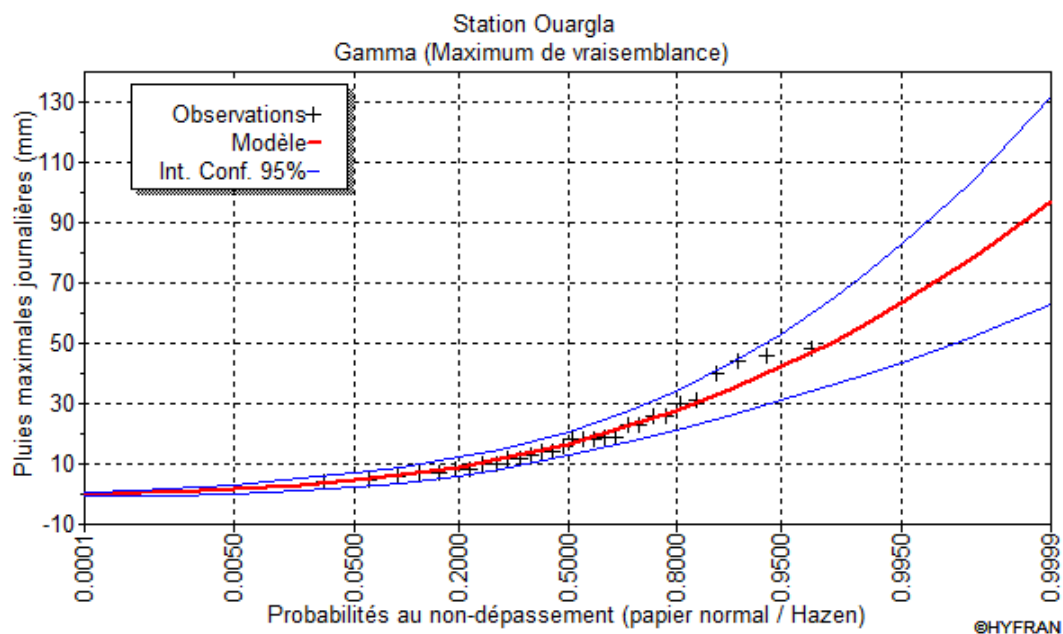


Figure (2. 3): Ajustement des pluies max. journalière par la Gamma

Les valeurs des pluies max. Journalières fréquentielles sont présentées dans le tableau (2-5)

Tableau (2. 5): Valeurs des pluies max. journalières fréquentielles de la station de Ouargla

Lois	Période de retour T, année						
	5	10	20	50	100	1000	10000
Log-normal	27,4	36,9	47	61,9	74,4	124	189
Gumbel	27,1	33,9	40,5	48,9	55,2	76,1	96,9
Gamma	27,8	35,2	42,1	50,8	57,2	77,5	97,1

- **Station Ghardaïa** (figures, 2-4, 2-5, 2-6)

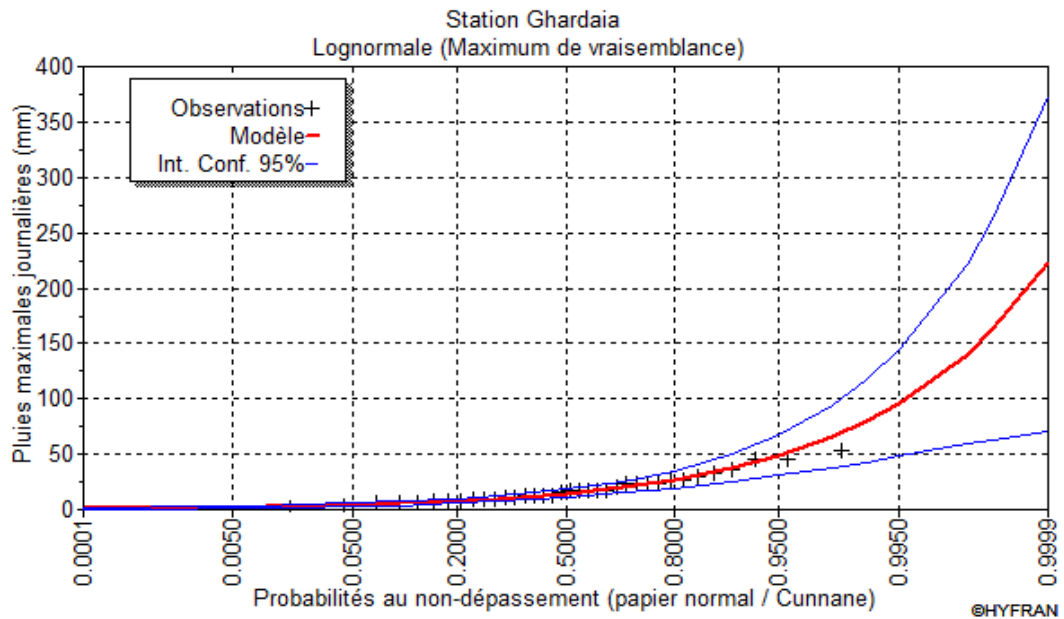


Figure (2.4) : Ajustement des pluies max. journalière par la loi log-normale

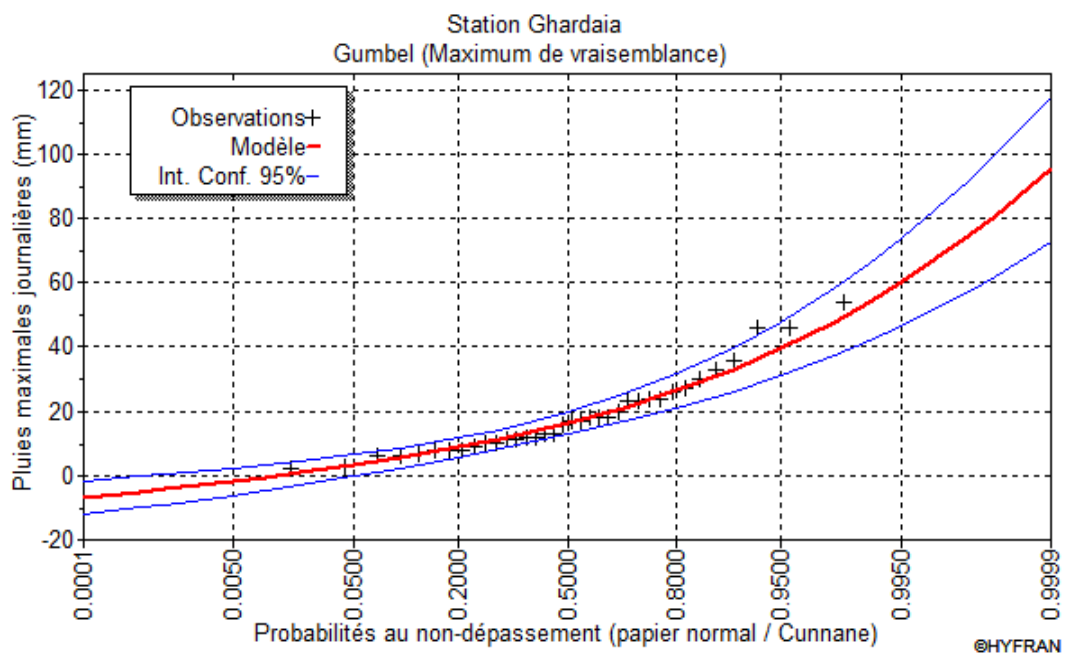


Figure (2. 5): Ajustement des pluies max. journalière par la Gumbel.

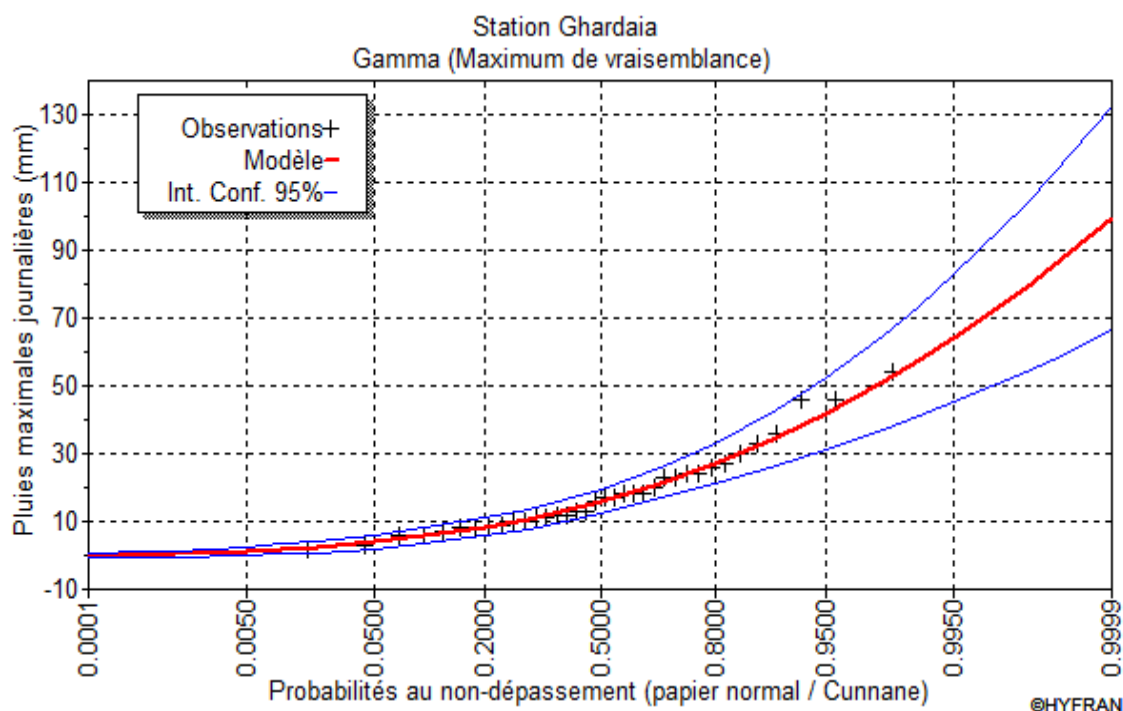


Figure (2.6) : Ajustement des pluies max. journalière par la Gamma

Les valeurs des pluies max. Journalières fréquentielles de Ghardaïa sont présentées dans le tableau (2-6)

Tableau (2. 6): Valeurs des pluies max. journalières fréquentielles de la station de Ghardaïa

Lois	Période de retour T, année						
	5	10	20	50	100	1000	10000
Log-normal	27	37	49	66	80	140	222
Gumbel	26,4	33,1	39,5	47,9	54,1	74,7	95,3
Gamma	27,2	34,7	41,8	50,9	57,5	78,8	99,4

Conclusion :

Les valeurs d'ajustement des pluies max. journalières des deux stations selon Gumbel et Gamma sont très proche, les valeurs des pluies max. fréquentielles fournies par la loi log-normale sont élevées par rapport aux autres lois.

Selon l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), pour le climat de l'Algérie en particulier dans les régions arides, la loi log-normale est la plus adaptées.

Pour la suite de l'étude nous retenons les valeurs des pluies max. journalières fréquentielle fournie par l'ajustement à la loi log-normale.

Chapitre 3 : Calcul des débits pluvieux

Dans la région de Ouargla

3.1. Protection de la ville de Hai Ennasser contre les inondations :

3.1.1. Situation géographique de la zone d'étude :

La région d'Ouargla est située au Nord-est du Grand Sahara algérien ; elle est distante de 850 Km de la capitale Alger.

L'étude porte sur la collecte des eaux pluviales pour la ville de Hai Ennasser inclus dans le territoire de la commune d'Ouargla qui située au Nord-Ouest à trois kilomètres de la ville d'Ouargla.

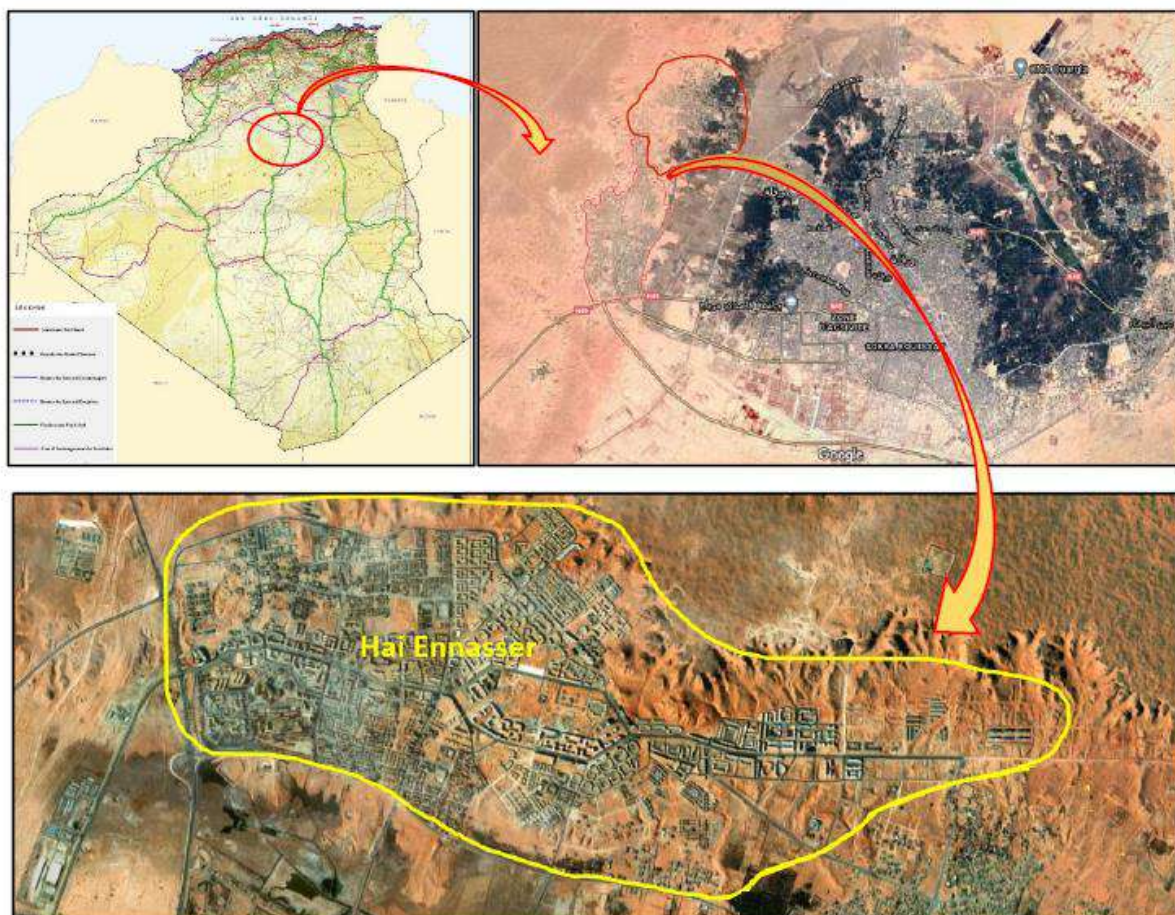


Figure (3. 1) : Localisation de la zone d'étude.

3.1.2. Description de l'assainissement de la ville :

La zone de Hai Ennasser est dépourvue d'un système spécial d'évacuation des eaux pluviales. Pendant quelques les évènements pluviométriques et en absence d'un système d'évacuation des eaux pluviales, certaines régions de la ville sont souvent inondées, d'autres régions en un écoulement gravitaire en présence des pentes variant entre 0,3 – 3,0% et assurant le drainage naturel des eaux pluviales vers sebkha (figure (3-2)).

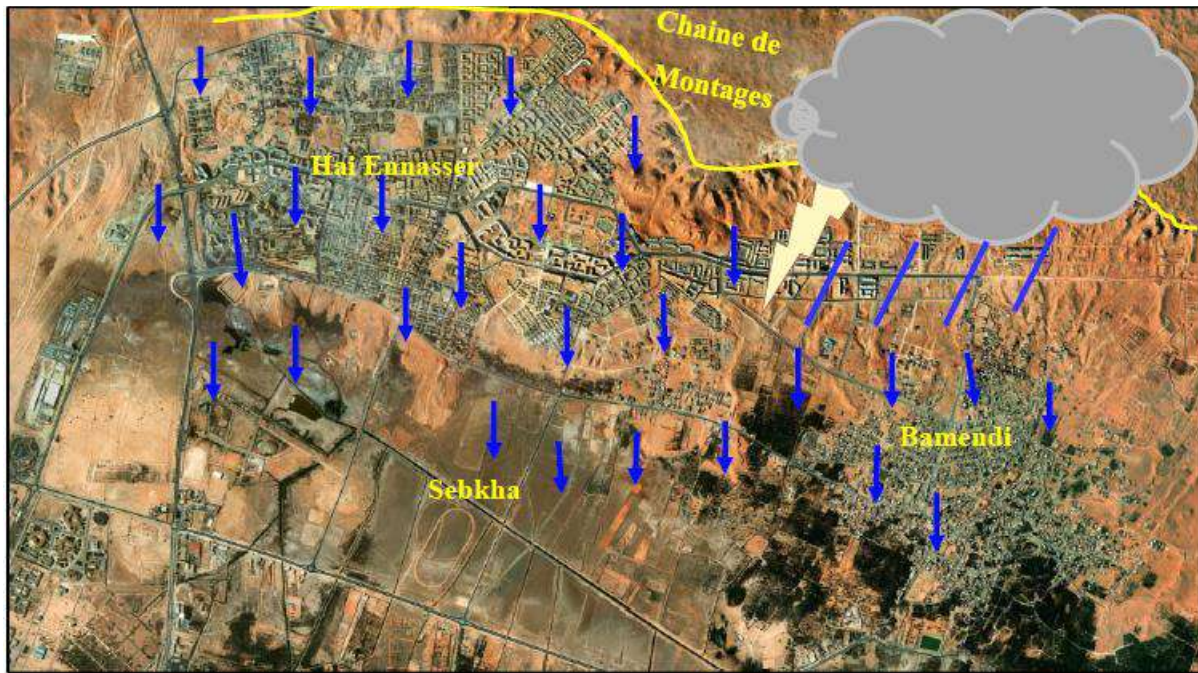


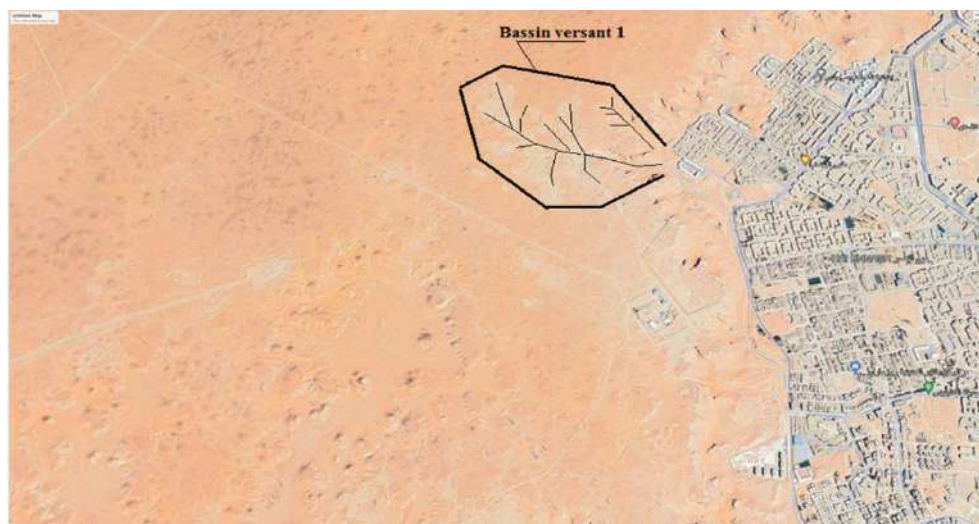
Figure (3. 2) : Sens d'écoulement des eaux pluviales en milieu urbain vers la sebkha.

Selon sa configuration et sa disposition géographique, l'assainissement pluvial de la ville de Hai Ennasr (El Khafdj) doit être composé de trois types de protection qui sont les suivantes :

1. Protection contre les eaux pluviales des bassins versants débouchant du côté Nord-ouest de la ville
2. Protection contre les eaux pluviales à l'intérieur de la ville (assainissement urbain)
3. Protection contre les eaux pluviales en dehors de la ville (généralement les routes, les chaussées et les lignes de tramway).

3.2. Protection contre les eaux pluviales des bassins versants débouchant dans la ville :

Pour protéger la ville contre ce type d'eaux pluviales, un système de drainage a été réalisé. Un canal ceinture collecte ces eaux et les achemine vers les sebkhas en aval de la ville. Les cinq bassins débouchant sur la ville d'elKhafdj sont présentés dans les figures (3-3)



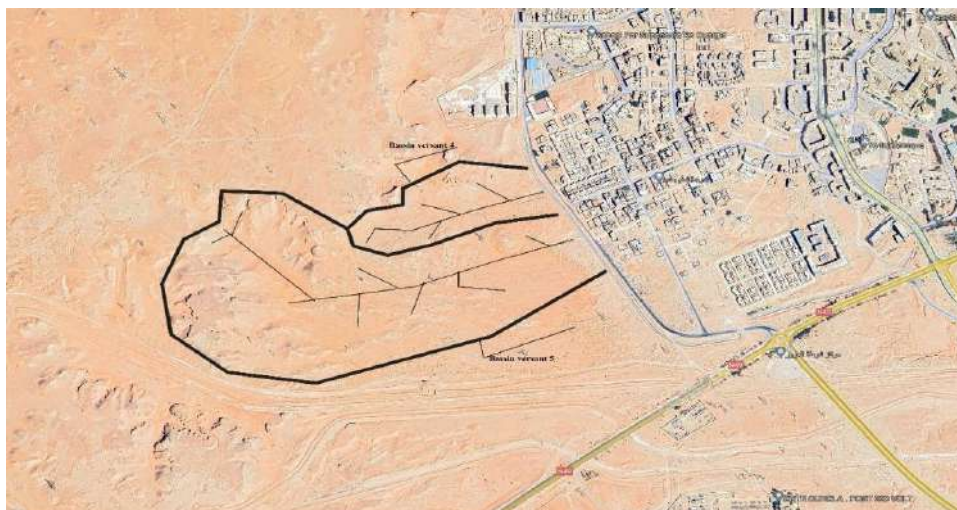


Figure (3. 3) : Situation géographique des bassins versants débouchant dans la ville d'El Khefdji.

Les principales caractéristiques morphologiques des cinq bassins versants ont été déterminées, elles sont présentées dans le tableau 3-1

Tableau (3. 1) : Valeurs des principales caractéristiques morphologiques des bassins versants

Caractéristiques	Bassin versant				
	Bassin (1)	Bassin (2)	Bassin (3)	Bassin (4)	Bassin (5)
Surface A, km^2	0,384	0,360	0,05	0,068	0,328
Longueur L, km	0,75	1,0	0,27	0,51	1,1
Pente moyenne $\bar{I}, m/m$	0,03	0,032	0,040	0,063	0,047

3.2.1. Temps de concentration des bassins versants :

Le temps de concentration indiqué par t_c est la durée que met la gouttelette d'eau la plus éloignée en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules de calcul de t_c . Nous utilisons la plus appliquée pour les très petits bassins versants.

Le temps de concentration est calculé par les formules suivantes :

- **Formule de Kirpich**

$$t_c = 0,0195(L)^{0,77}(I)^{-0,385} \quad (3 - 1)$$

Avec, t_c – temps de concentration en minute ; L – longueur de l'oued en (m), I – pente de l'oued en (m/m) ;

- **Formule prenant compte la vitesse d'écoulement :**

$$t_c = \frac{L}{3,6 \cdot V} \quad (3 - 2)$$

Avec, t_c – temps de concentration heure, L – longueur de l'oued en (km) ; V – vitesse d'écoulement en (m/s)

Pour estimer la vitesse d'écoulement V on utilise le tableau 3-2

Caractère de l'oued et relief	Petits cours d'eau avec hauteur en crue inférieure à 1m
Relief plats, pleine, etc.	0,6 – 1,0
Semi-montagneux ou relief vallonnée	1,5 – 2,0
montagnes	2 – 3

Tableau (3. 2) : Valeurs des vitesses d'écoulement $V, m/s$

Pour notre cas (petits bassins versants et faible relief), nous retenons $V = 1 m/s$

• **Formule de Boutoutaou D.**

$$t_c = 0,56 \left(\frac{L}{\sqrt{\bar{I}}} \right) \quad (3 - 3)$$

Avec, t_c – temps de concentration en heure, L – longueur de l'oued en (km), $\bar{I}$ – pente moyenne de l'oued en (%)

Le résultat de calcul du temps de concentration pour les cinq bassins versants par plusieurs formules est donné dans le tableau 3-3.

Tableau (3. 3) : Calcul du temps de concentration des bassins

Caractéristiques du bassin		Bassin versant				
		Bassin (1)	Bassin (2)	Bassin (3)	Bassin (4)	Bassin (5)
Surface A, km^2		0,384	0,360	0,05	0,068	0,328
Longueur L, km		0,75	1,0	0,27	0,51	1,1
Pente moyenne $\bar{I}, m/m$		0,03	0,032	0,045	0,063	0,047
Temps de concentration t_c	Formule (3-1) en min	12,31	14,98	5,02	6,87	13,90
	Formule (3-2) en h	0,21	0,28	0,08	0,14	0,31
	Formule (3-3) en h	0,24	0,31	0,08	0,11	0,28

Si ont converti les valeurs des formules (3-2) et (3-3) en minute, c'est-à-dire multiplier par 60, nous aurons le résultat suivant (tableau 3-4)

Tableau (3. 4) : Valeurs des temps de concentration des bassins converties en minute

	Bassin(1)	Bassin(2)	Bassin(3)	Bassin(4)	Bassin(5)
Formule (3-1)	12,31	14,98	5,02	6,87	13,90
Formule (3-2)	12,50	16,67	4,50	8,50	18,33
Formule (3-3)	14,55	18,78	4,54	6,83	17,05
Valeur moyenne	13,12	16,81	4,68	7,40	16,43

Comme l'indique le tableau 3-4 les valeurs du temps de concentration t_c calculées par les trois méthodes sont très proches, pour la suite de l'étude, nous retenons les valeurs moyennes du temps de concentration.

3.2.2. Calcul des débits des bassins versants :

Puisqu'il s'agit de très petits bassins versants nous avons utilisé la formule rationnelle et la formule de Boutoutaou D.

3.2.2.1. Formule rationnelle :

Soit une pluie d'intensité constante tombant sur un bassin versant comportant un réseau de drainage. Le débit maximal en un point quelconque de ce réseau s'obtient dans les conditions suivantes :

- La totalité de la surface drainée contribue à l'apport, ce qui se produit lorsque les eaux Provenant du point le plus éloigné de la surface drainée atteignent le point considéré,
- L'intensité de l'averse est celle déduite de la courbe intensité-durée de la fréquence choisie, pour une durée de l'averse égale au temps de concentration.

Pour estimer les débits de pointe dans le drainage longitudinal et les ouvrages de traversée, la formule rationnelle (Surface de ruissellement $< 1 \text{ km}^2$) est utilisée :

$$Q_T = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I_{tc T} \cdot A \quad (3-4)$$

Avec :

C – Coefficient de ruissellement, I – intensité (mm/h) de la pluie de période de retour T et durée égale au temps de concentration t_c du bassin (min), A – superficie du bassin (km^2)

L'intensité pluviale est calculée par la relation suivante :

$$I_{tc T} = \frac{P_{tc T}}{t_c} \quad (3-5)$$

$P_{tc T}$ – Pluie de courte de durée correspondant au temps de concentration t_c et à la période de retour T :

$$P_{tc T} = P_{j T} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \quad (3-6)$$

b – Exposant climatique. Pour la région du Sahara, $b \approx 0,12$

3.2.2.1.1 Détermination des valeurs de $P_{tc T}$ et de $I_{tc T}$:

- **Détermination de $P_{tc T}$**

Pour calculer les valeurs des pluies de courte durée fréquentielles de ($P_{tc T}$) par la formule 3-6, nous tirons d'abord du tableau 2-5 (Voir chapitre II), les valeurs des pluies maximales

journalières fréquentielles retenue, c'est-à-dire celles qui sont fournies par la loi log-normale(P_{jT}). Le résultat de calcul de P_{tcT} est présenté dans le tableau 3-5.

Tableau (3. 5): Valeurs des pluies de courte durée fréquentielles P_{tcT} (mm)

Période de retour T , années		5	10	20	50	100
Pluies P_{jT}		27	37	47	62	74
Bassin1	$t_c = 0,22 h$	16	21	27	35	42
Bassin2	$t_c = 0,28 h$	16	22	28	21	44
Bassin3	$t_c = 0,08 h$	14	19	24	10	37
Bassin4	$t_c = 0,12 h$	15	20	25	6	40
Bassin5	$t_c = 0,27 h$	16	22	27	3	43

• **Détermination de l'intensité pluviale I_{tcT}**

Elle est calculée par la relation (3-5). Les résultats de calcul de I_{tcT} pour chaque bassin versant sont fournis dans le tableau 3-6.

Tableau (3. 6): Valeurs des intensités pluviales fréquentielles I_{tcT} (mm/h)

Période de retour T , années		5	10	20	50	100
Bassin 1	$t_c = 0,22 h$	71	96	122	161	194
Bassin 2	$t_c = 0,28 h$	57	77	98	160	166
Bassin 3	$t_c = 0,08 h$	177	238	303	563	584
Bassin 4	$t_c = 0,12 h$	118	159	202	359	372
Bassin 5	$t_c = 0,27 h$	59	79	100	164	169

3.2.2.1.2. Détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'un sol naturel dépend de sa nature (sableux, argileux, limoneux, ...), de sa couverture (prairie, forêt, culture, ...), de sa pente, de l'intensité de la pluie et de son état de saturation lié aux antécédents pluviométriques. Vu la problématique de sa détermination, il peut être donné dans des tableaux spéciaux en fonction de la nature du sol. (Tableau3-7.)

Tableau (3. 7): Valeurs du coefficient ruissellement (α)

Nature de surface	Surface du bassin versant, Km ²	
	0.....1	1.....10
Asphaltes, bétons roches non fissurées	0.95-1.0	0.9-0.95
Argiles grasses	0.7-0.95	0.65-0.95
Limons, podzols, sols marécageux	0.6-0.9	0.55-0.8
Forêts, broussailles, sols carbonatés	0.55-0.75	0.45-0.7
Steppes, sols sableux-argileux	0.3-0.55	0.2-0.5
Sols sableux, graveleuse, caillouteux	0.2	0.15

Pour notre cas, la nature des sols des bassins versants est de type sable-argileux nous retenons un coefficient de ruissellement $C = 0,4$.

3.2.2.1.3. Calcul du débit max. fréquentiel par la formule rationnelle :

En utilisant tous les paramètres de la formule rationnelle (3-4) qui sont déterminés ci-dessus, on calcule les débits max. fréquentsiels dans le tableau (3-8)

Tableau (3. 8): Valeurs des débits max. fréquentsiels Q_T (m³/s) des bassins versants

Bassin	A, km ²	Période de retour T, années				
		5	10	20	50	100
Bassin 1	0,384	3,0	4,1	5,2	6,9	8,3
Bassin 2	0,360	2,3	3,1	3,9	6,4	6,6
Bassin 3	0,050	1,0	1,3	1,7	3,1	3,2
Bassin 4	0,068	0,9	1,2	1,5	2,7	2,8
Bassin 5	0,328	2,1	2,9	3,7	6,0	6,2
Somme des debits $\sum Q$		9,3	12,6	16,0	25,1	27,1

3.2.2.2. Formule de Boutoutaou D.:

La formule est utilisée pour les bassins versants dont la surface de la forme suivante :

$$Q_T = 0,22 \cdot C \cdot P_{t_c, T} \cdot \sqrt{\bar{I}} \cdot \sqrt{A} \quad (3-7)$$

Q_T – Débit pluvial maximal (m³/s) de période de retour T ; $P_{t_c, T}$ pluie de courte (mm) de durée correspondant au temps de concentration t_c et de période de retour T, $\bar{I}$ – pente moyenne du cours d'eau (%) , C - coefficient de ruissellement (adimensionnel) et A – surface du bassin (km²).

En prenant $C = 0,4$ et les valeurs de $P_{t_c, T}$ du tableau (3-7) on calcule les débits par la formule (3-7). Les résultats de calcul par la formule (3-7) est présenté dans le tableau (3-9)

Tableau (3. 9): Valeurs des débits max. fréquents Q_T (m^3/s) des bassins versants

Bassins	Surface A, km^2	Pente $\bar{I}, \%$	"Période de retour T , années				
			5	10	20	50	100
Bassin1	0,384	3,0	1,5	2,0	2,5	3,3	4,0
Bassin2	0,360	3,2	1,5	2,0	2,6	4,2	4,4
Bassin3	0,050	4,0	0,5	0,7	0,9	1,7	1,8
Bassin4	0,068	6,3	0,8	1,1	1,4	2,5	2,6
Bassin5	0,328	4,7	1,8	2,4	3,0	4,9	5,1
Somme des débits ΣQ			6,1	8,2	10,5	16,7	17,9

Les débits max. fréquents additionnés sont en réalité des débits qui devraient arriver à l'exutoire (Sebkha).

La comparaison de calcul des débits max. fréquents calculés par les deux méthodes est illustrée dans le tableau (3-10)

Tableau (3. 10) : Valeurs des débits max. fréquents calculés par les deux formules

Formule	"Période de retour T , années				
	5	10	20	50	100
Rationnelle (Formule.....)	9,3	12,6	16,0	25,1	27,1
Boutoutaou D. (formule)	6,1	8,2	10,5	16,7	17,9

La comparaison montre une certaine différence qui n'est pas assez importante. Pour déterminer la vraie valeur du débit max. fréquentiel qui doit être véhiculé par le canal ceinture nous avons utilisé les données de ce canal (ses paramètres géométriques) et appliqué les méthodes hydrauliques qui couramment utilisées pour dimensionner les canaux hydrauliques.

3.3. Canal ceinture de protection contre les eaux pluviales de Hai Ennassr :

Aucune information n'est disponible concernant le calcul hydraulique et le dimensionnement du canal. Le débit max. fréquentiel véhiculé n'est également connu. Pour calculer le débit véhiculé par le canal nous avons utilisé les formules hydrauliques qui sont basées sur la théorie de Chézy.

3.3.1. Paramètres morphologiques du canal :

Le calcul hydraulique d'un canal (figure (3-4)) consiste à déterminer ses dimensions géométriques à un débit d'eau donné. Le calcul s'effectue de plusieurs manières en fonction des données à notre possession et du but recherché.

- **Debit vehicle par le canal**

L'équation de base utilisée pour calculer un débit dans un canal est la suivante :

$$Q = \omega \cdot C \sqrt{R \cdot I} \quad (3 - 8)$$

$$Q = \omega \cdot V \quad (3 - 9)$$

Q – Débit véhiculé par le canal en m^3/s , ω – surface de la section mouillée du canal

C – Coefficient de Chezy, R – rayon hydraulique en m , I – pente du canal (adimensionnelle).

- **Vitesse d'écoulement dans le canal**

$$V = C \sqrt{R \cdot I} \quad (3 - 10)$$

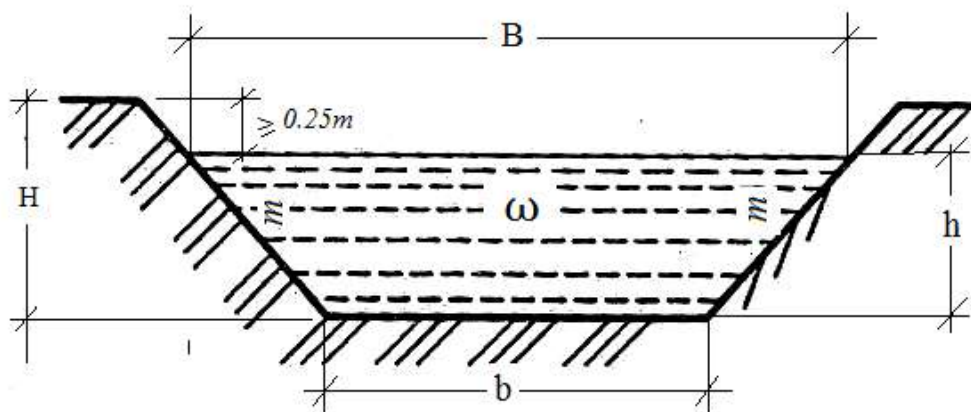


Figure (3. 4) : Canal trapézoïdal et ses paramètres géométriques

- **Surface mouillée du canal.** Elle est calculée en fonction de la configuration géométrique du canal. Pour notre cas, le canal projeté est de forme trapèze figure (3-4) Nous avons donc:

$$\omega = (b + 2mh)h \quad (3 - 11)$$

ω – Surface mouillée du canal en m^2 , b – largeur du fond de canal en m , m – coefficient du talus du canal, h – profondeur de l'eau dans le canal en m .

- **Coefficient de Chezy.** Il se calcule par la relation suivante :

$$C = \frac{1}{n} (R)^{1/6} \quad (3 - 12)$$

- Le **rayon hydraulique** R représente le rapport entre la surface mouillée (ω) et la périmètre mouillé (χ) :

$$R = \frac{\omega}{\chi} \quad (3 - 13)$$

- Le **périmètre mouillé** χ est calculé par la relation suivante :

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (3 - 14)$$

n –Rugosité (type de revêtement du canal)

Pour déterminer le débit nous avons utilisé la formule (3-8) présentée ci-dessus.

La sortie effectuée sur terrain nous a permis de déterminer les gabarits du canal projetée figure (3-4) qui sont les suivantes :

1. La largeur du fond du canal $b = 1,5m$;
2. La profondeur de l'eau dans le canal (à pleine section) $h = 1.6m$;
3. Les coefficients des talus $m_1 = m_2 = 1,5$;
4. La rugosité. Le canal est revêtu par du béton. Pour le béton, $n = 0,014$.

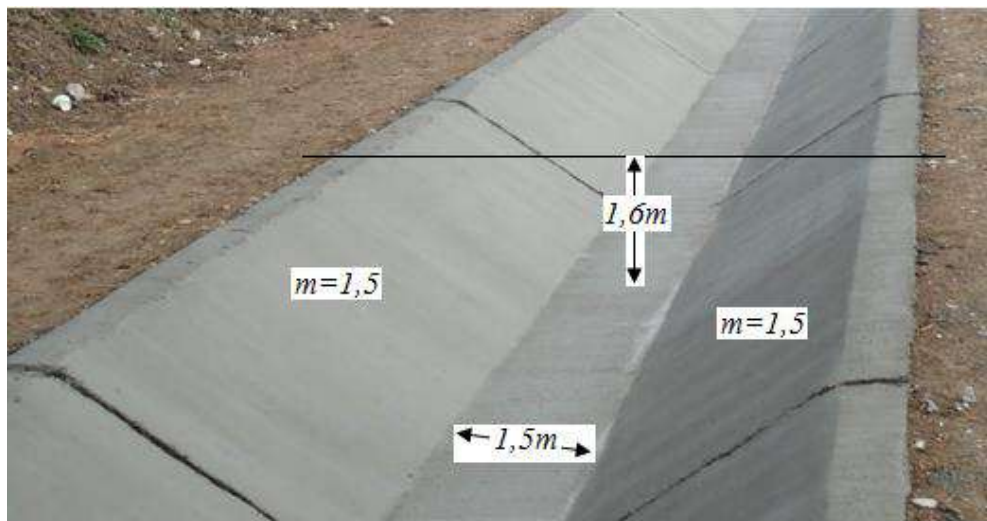


Figure (3. 5) : Valeurs des paramètres hydrauliques du canal.

La pente du canal a été déterminée par un GPS à partir de deux points au niveau de la sortie du canal figure (3-6). Le choix de ce tronçon a été basé sur l'existence à ce niveau du canal d'une pente plus au moins importante par rapport à d'autres tronçons situés en amont de l'ouvrage dont le calcul de la pente à leur niveau peut conduire à des erreurs importantes (relief plat et pentes très douces). Les coordonnées des deux points et le calcul de la pente sont illustrés dans le tableau (3-11)



Figure (3. 6) : Les deux points choisis (P1 et P2) pour calculer de la pente du canal

Tableau (3. 11) : Coordonnées et calcul de la pente du canal

Point	Coordonnées géographiques			Longueur du tronçon L, m	Pente du canal I
	X	Y	Z, m		
1	714431.98 m E	3536623.05 m N	137.95	82	0.0175
2	714515.41 m E	3536641.69 m N	136.51		

La pente du canal a été calculée de la façon suivante :

$$I = \frac{(137.95 - 136.51)}{82} = 0,0175$$

3.3.2. Calcul du débit évacué par le canal :

Les données obtenues permettent de calculer le débit total évacué par le canal de sécurité projeté.

- **Surface mouillée du canal** (formule 3-11) :

$$\omega = (b + 2mh)h = (1.5 + (2 \cdot 1.5 \cdot 1.6)) \cdot 1.6 = 6,24m^2$$

- **Paramètre mouillé du canal** (formule 3-14) :

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 1,5 + 2 \cdot (1,6) \cdot \sqrt{1 + 1,5^2} = 7,27m$$

- **Rayon hydraulique** (formule 3-13):

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{6,24}{7,27} = 0,858m$$

- **Coefficient de Chézy** (formule 3-12):

$$C = \frac{1}{n}(R)^{1/6} = \frac{1}{0,014}(0,858)^{1/6} = 69,6m^{0,5}/s$$

- **Vitesse d'écoulement dans le canal** (formule 3-10)

$$V = C\sqrt{R \cdot I} = 69,6 \cdot \sqrt{0,858 \cdot 0,0175} = 2,7m/s$$

- **Débit d'écoulement dans le canal** (formule 3-9) :

$$Q = \omega \cdot V = 6,24 \cdot 2,7 = 16,8m^3/s$$

La hauteur totale du canal H est calculée par la relation suivante :

$$H = h + \Delta \quad (3 - 15)$$

h – Profondeur du canal, m , Δ – surélévation (sécurité), généralement $\Delta \geq 0,25m$.

Conclusion :

Selon les normes de calcul et de dimensionnement des ouvrages hydrauliques (pour notre cas la protection des villes contre les inondations), le débit calculé plus haut par la méthode hydraulique est $= 16,8m^3/s$, il doit appartenir au temps de retour $T = 50 - 100 ans$ selon l'importance de protection. Ce débit est proche au débit max. fréquentiel calculé par la formule (3-7) qui est $Q_T = 16,7m^3/s$. Le canal est donc dimensionné selon les normes de calculs.

Conclusions supplémentaires importantes sur le canal ceinture :

La sortie du terrain que nous avons effectuée nous a permis de constater deux importants inconvénients suivants :

- Le lieu de diversement du canal dans la Sebhka n'est pas protégée contre l'affouillement (érosion). Sans protection l'ouvrage peut être détruit à cause de l'énergie hydraulique qui n'est amortie figure (3-7).



Figure (3. 7) : Déversement des eaux sans protection de la fin du canal contre l'affouillement.

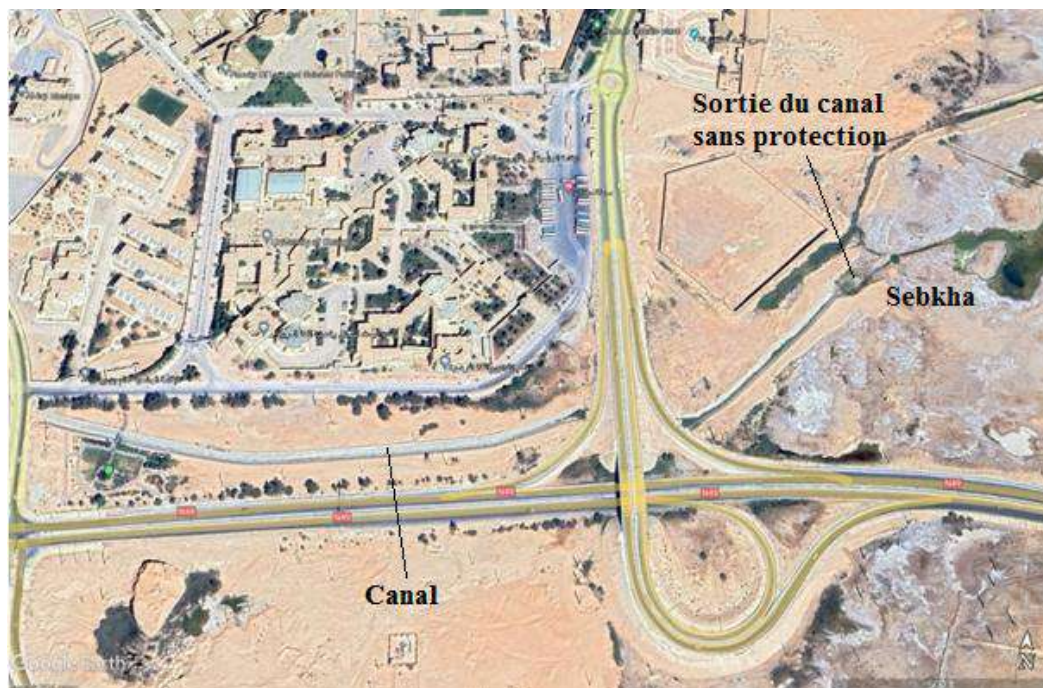


Figure (3. 8) : Vue générale de la sortie du canal sans protection à la sebkha

- Pour protéger la sortie contre l'affouillement et préserver l'ouvrage, il est nécessaire de prévoir une plateforme en gabion de 20 X 20m(figure (3-10)).



Figure (3. 9): Sortie de canal vers sebkha



Figure (3. 10) : Dalle en gabion (20x20m) doit être placée à l'endroit de sortie du canal.



Figure (3.11) : Absence d'ouvrage d'entrée (tête d'ouvrage) dans le canal. Les flèches indiquent l'écoulement à l'entrée de l'ouvrage.

- Pour éliminer cet inconvénient et de faire organiser l'entrée facile de l'écoulement des eaux pluviales, nous proposons une tête d'entrée au début de l'ouvrage dont la forme est présentée dans la figure (3-12). Pour briser l'énergie hydraulique à l'entrée, la tête sera dotée d'une couche de pierres, c'est-à-dire un enrochement (20-25cm de diamètre).

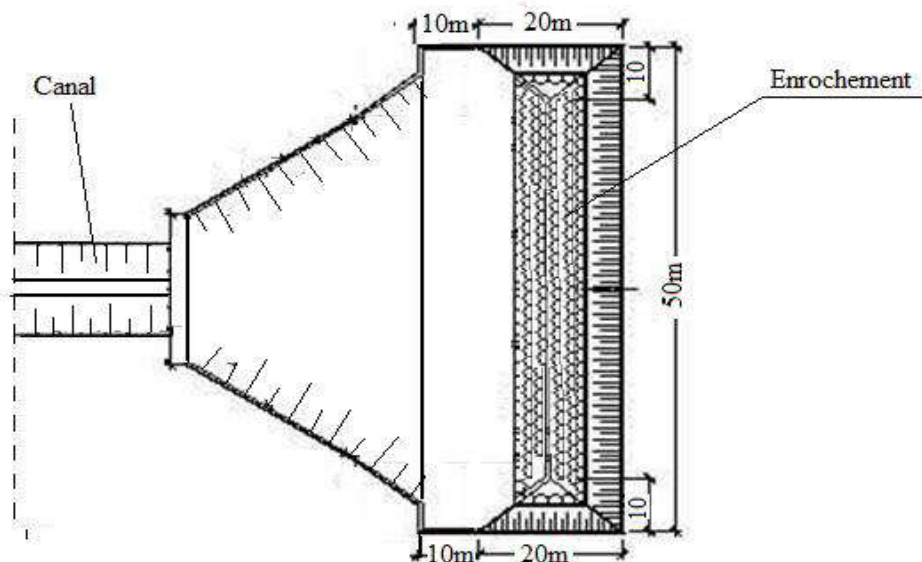


Figure (3.12): Tête d'ouvrage du canal. Les dimensions sont constructives

3.4. Inconvénients et avantage du canal :

3.4.1. Inconvénients :

1. La situation climatique de la zone d'étude et la présence d'une nappe phréatique proche du sol permettent la poussée de la végétation (roseaux) (figure (3-13)).



Figure (3. 13): Poussée de la végétation (roseaux) à l'intérieur du canal.

Cette la végétation influe sensiblement sur les paramètres hydrauliques du canal et par conséquent permet son débordement.

2. Le canal est facile d'être envasé par le sable et obstrué par les ordures ménagères Figure (3-14)



Figure (3. 14) : Dépôt de sable et des ordures ménagères à l'intérieur du canal.

Le bon fonctionnement du canal nécessite des coûts supplémentaires pour son exploitation et son entretien (fauchage, curage etc. du canal)

3.4.2. Avantages :

Le canal est parfaitement dimensionné et peut véhiculer un débit max. de crue de période de retour rare ce qui permet d'éviter les inondations de la ville de Hai Ennassr.

3.5. Protection contre les eaux pluviale à l'intérieur de la ville (assainissement urbain) :

3.5.1. Assainissement de la ville de Hai Ennassr :

Un réseau d'assainissement est un réseau qui :

- Collecte les eaux usées et pluviales sur les sites de production (habitations, industries, commerces, lieux publics)
- Transfert les eaux usées et pluviales vers une station d'épuration
- Assure le traitement des eaux usées et pluviales avant leur rejet dans le biotope (milieu naturel)

Dans un réseau d'assainissement, les effluents (eaux usées) s'écoulent par gravité (à l'aide d'une pente naturelle).

On différencie deux types de réseaux d'assainissement :

- Le réseau unitaire, ce réseau, appelé également « tout-à-l'égout », reçoit l'ensemble des eaux usées (effluents) dans un collecteur unique, quelle que soit leur origine (eaux usées et eaux pluviales)
- Le réseau séparatif est composé de deux réseaux séparés :
 1. **Le premier** est destiné à collecter et rejeter les eaux de pluie directement dans le milieu naturel
 2. **Le second** collecte et conduit les eaux domestiques directement à une station d'épuration
- le réseau semi séparatif pour lequel une partie des eaux pluviales est évacuées avec les eaux usées, il s'agit notamment des eaux des terrasses et des cours. Les eaux de ruissellement sont évacuées directement dans la nature par des caniveaux et des fossés.

Le réseau d'assainissement de la ville de Hai Ennassr (en particulier au centre-ville) qui est de type semi séparatif reçoit :

- Les eaux provenant des quartiers résidentiels (figure (3-15))

En particulier au centre-ville. La figure (3-15) montre les avaloirs installés à côté des routes.



Figure (3. 15): Avaloirs collectant des eaux pluviales durant les pluies.

- Les eaux drainées par les routes (figure (3-16)) et les lignes de tramway (figure (3-17))



Figure (3. 16): Avaloirs collectant des eaux pluviales des routes vers le réseau d'assainissement

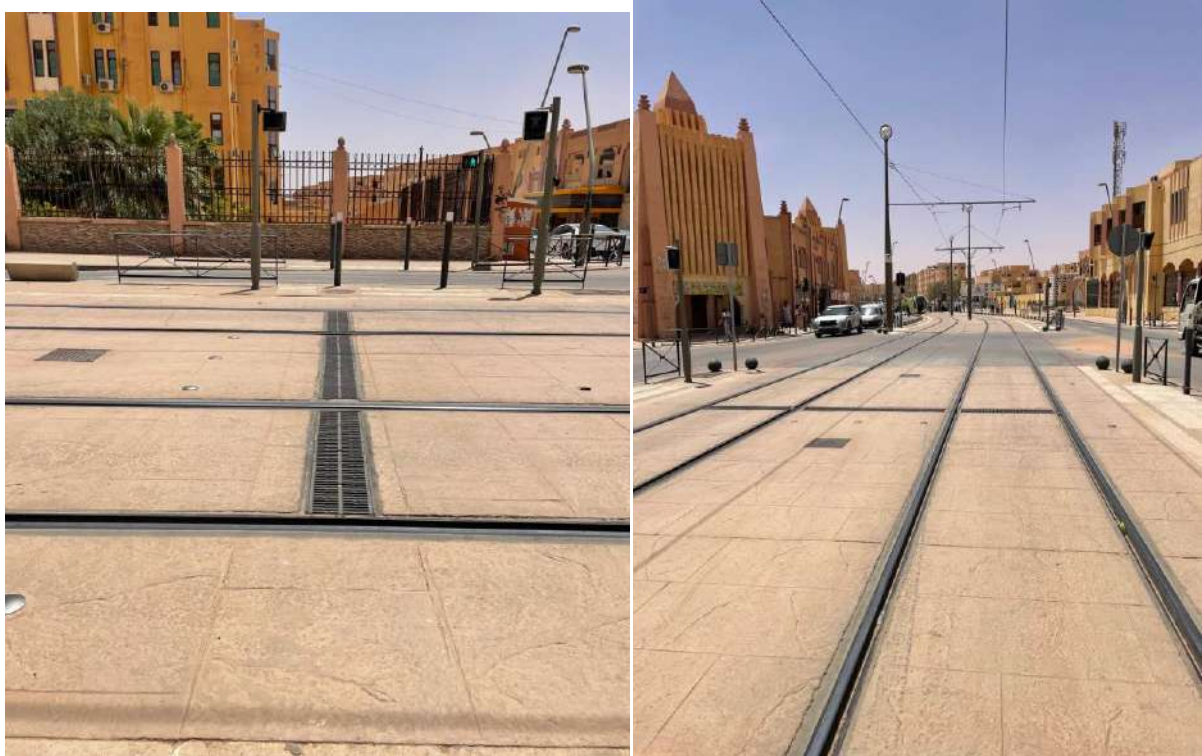


Figure (3. 17): Caniveau pluvial transversal collectant les eaux drainées par les lignes de tramway vers le réseau d'assainissement.

Puisqu'il s'agit d'un réseau semi-séparatif, une partie des eaux de surface de la ville n'est pas véhiculée vers le réseau d'assainissement. Elle ruisselle gravitairement à travers les caniveaux vers l'exutoire sebkhas figure (3-18)).



Figure (3. 18): Arrivée des eaux de ruissellement de surface de la ville vers la sebkha. Point de rejet à côté du post de la gendarmerie nationale

Cependant, durant notre visite sur terrain qui a coïncidé avec les fortes pluies (pluie du 13 au 14 mai 2024). La quantité totale tombée était de 44mm/jours), il a été remarqué que ce n'est

pas toutes les eaux pluviales qui arrivent à l'exutoire, une partie de ces eaux ne ruisselle pas, elle est stagnée dans quelques endroits à reliefs plats.

Dans ce cas, nous proposons quelques aménagements hydrauliques consistant soit à faire évaporer cette partie stagnante dans des bassins d'évaporation si des terrains vierges sont disponibles pour construire ces bassins ou encore à faire infiltrée cette eau dans la nappe phréatique à travers des puits d'infiltration en fonction des conditions topographiques hydrogéologiques et climatiques de la région. La méthodologie et le calcul de ces aménagements sont données ci-dessous.

3.6. Bassin d'évaporation et puits d'infiltration :

En absence de ravins, de sebkhas à proximité des villes propices à l'évacuation des eaux de pluie, leur rejet, en accord avec les autorités locales, peut être effectué dans des bassins d'évaporation et des puits d'absorption.

Les bassins d'évaporation et les puits d'absorption peuvent être construits pour recevoir l'eau de pluie provenant de zones relativement petites. Ainsi, dans certains cas, ils peuvent recevoir les eaux pluviales si un réseau d'égouts pluviaux n'est pas installé sur le territoire concerné, ainsi que des eaux des zones individuelles dotées de revêtements imperméables, lorsque, en raison des conditions du relief (ou vertical l'aménagement), l'évacuation vers d'autres endroits ou le raccordement au réseau général d'évacuation des eaux pluviales ou à des ouvrages à ciel ouvert est difficile.

Pour installer des bassins d'évaporation et des puits d'absorption, des conditions climatiques et géologiques favorables sont nécessaires.

3.6.1. Bassin d'évaporation :

Lors de la construction de bassins d'évaporation spéciaux et lors de l'utilisation des sebkhas existants, il est nécessaire de calculer les apports d'eaux pluviales et les pertes d'eau par évaporation et par à l'infiltration dans le sol correspondants à ces apports.

L'évaporation des plans d'eau pour les conditions climatiques de l'Algérie peut être calculée par les formules de Boutoutaou D. [] suivantes :

- Pour le nord de l'Algérie :

$$E = 0.342 n D^{0,8}(1 + 0.39V) \quad (3 - 16)$$

- Pour le sud de l'Algérie : (zones arides et semi-arides)

$$E = 0.403 n D^{0,73}(1 + 0.39V) \quad (3 - 17)$$

E – Évaporation en mm ; n – : nombre de jours du mois considéré. (janvier $n = 31$, février $n = 28,5$ mars $n = 31$ etc.) ; V – vitesse du vent en m/s ; D – déficit de saturation de l'air en mb (millibars), donné par la relation suivante :

$$D = 0.0632(100 - H)e^{(0.0632 \cdot t)} \quad (3 - 18)$$

H – Humidité mensuelle de l'air en % ; t – température mensuelle de l'air en $^{\circ}C$.

Les volumes d'eaux pluviales déversant dans le bassin d'évaporation sont calculés par la relation suivante :

$$V = 10 \cdot A \cdot P \cdot \alpha \quad (3 - 19)$$

A – Surface du bassin versant en ha (hectar) ; P – pluie mensuelle en mm , α – coefficient de ruissellement pris égale pour les conditions moyennes des surfaces $\alpha = 0,3 - 0,5$, pour les surfaces imperméables $\alpha = 0,9$.

Exemple d'utilisation des bassins d'évaporation à Hai Ennasr (Ouargla)

Nous avons repéré lors des dernières pluies (13 au 14 avril 2024) au niveau de la route et la ligne de tramway à côté de la station routière de la ville de Ouargla une stagnation des eaux pluviales issues de ces pluies (figure (3-19)).



Figure (3. 19): Stagnation des eaux pluviales au niveau de la route et des lignes de tramway à côté de la gare routière de Ouargla.

Il faut souligner que le réseau d'assainissement à cet endroit ne prend pas en charge ces volumes d'eaux pluviales.

Nous proposons un aménagement hydraulique qui consiste à projeter un bassin d'évaporation à côté de la route puisque les conditions topographiques ne permettent pas de projeter les fossés d'évacuation (caniveaux)

Les données nécessaires à la projection du bassin d'évaporation sont :

- La pluie maximale journalière P à Ouargla :

$$P = 44mm$$

- La température t , l'humidité de l'air H et la vitesse du vent $V = \text{ m/s}$ du mois d'avril :
 $t = 21,6\text{ }^{\circ}\text{C}$; $H = 37\%$ et $V = 4.5\text{ m/s}$

- Le coefficient de ruissellement $\alpha = 0,85$.
- La surface du bassin versant : $A = 1,1ha$

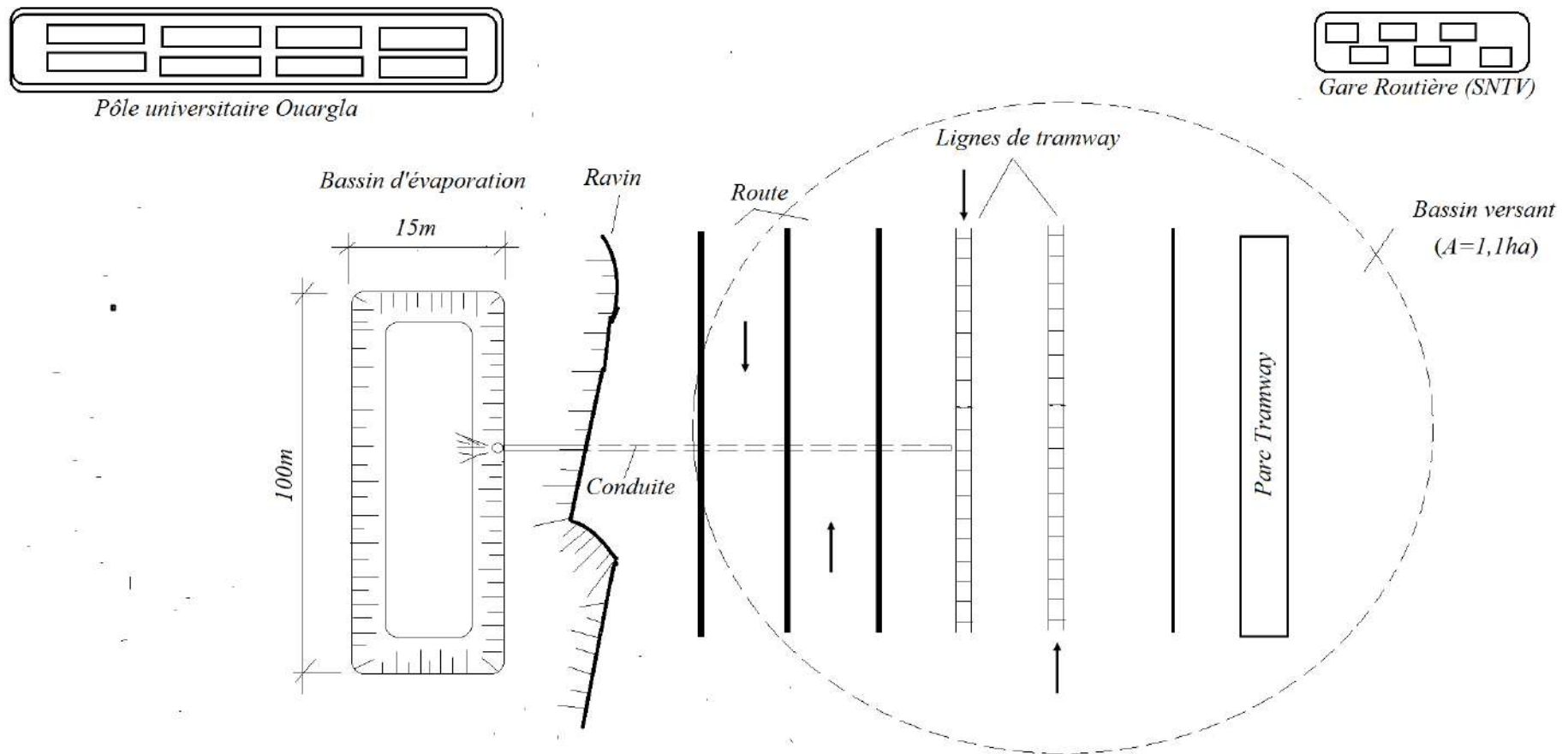


Figure (3. 20): Projection d'un bassin d'évaporation pour les collectes des eaux pluviales de le route et des lignes de tramway

On doit donc trouver la surface du bassin d'évaporation F ?

1. On calcule le volume d'eau pluviale venant du bassin versant par la formule (3-17)

$$V = 10 \cdot A \cdot P \cdot \alpha = 10 \cdot 1,1 \cdot 44 \cdot 0,85 = 412 m^3$$

2. On calcule le taux d'évaporation du plan d'eau par la formule (3-18) – pour les régions arides :

$$E = 0,403 n D^{0,73} (1 + 0,39V) = 0,403 \cdot 30 \cdot 15,6^{0,73} = (1 + 0,39 \cdot 4,5) = 284 mm$$

Avec :

$$D = 0,0632(100 - H)e^{(0,0632 \cdot t)} = 0,0632 \cdot (100 - 37)e^{(0,0632 \cdot 21,6)} = 15,6 mb.$$

La surface du bassin d'évaporation recevant les eaux pluviales de la route et de la ligne du tramway est de donc :

$$F = \frac{V}{0,001 \cdot E} = \frac{412}{(0,001 \cdot 284)} \approx 1500 m^2 \quad (3 - 20)$$



Figure (3. 21) : Schéma générale d'implantation d'un bassin d'évaporation

3.6.2. Puits d'infiltration :

La construction de puits d'absorption n'est conseillée qu'en présence de sols bien filtrants et d'un faible niveau d'eau souterraine, et seulement si les eaux souterraines d'une zone donnée ne sont pas utilisées à des fins d'utilisation en alimentation en eau potable ou en industrie. Les puits d'absorption peuvent être de types, parfaits et imparfaits. Les premiers descendent jusqu'au substratum et ouvrent ainsi la couche filtrante au maximum. Dans les puits parfaits, la filtration se fait à travers des parois perforées, et dans les puits imparfaits, non seulement à

travers les parois, mais aussi à travers le fond ; De tels puits n'ont généralement pas de fond et ils ont une couche de gravier qui est posée à sa fin.

Le débit infiltré dans la nappe partir des puits parfaits (figure (3-22)) est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1,36 \frac{k(h_0^2 - H^2)}{\log \frac{R}{r_0}} (m^3/jour) \quad (3 - 21)$$

k – Coefficient de filtration du sol en $m/jour$; h_0 – profondeur de l'eau dans le puits, H – puissance de l'aquifère en m ; r_0 – rayon de puits en m ; R – rayon d'influence en m .

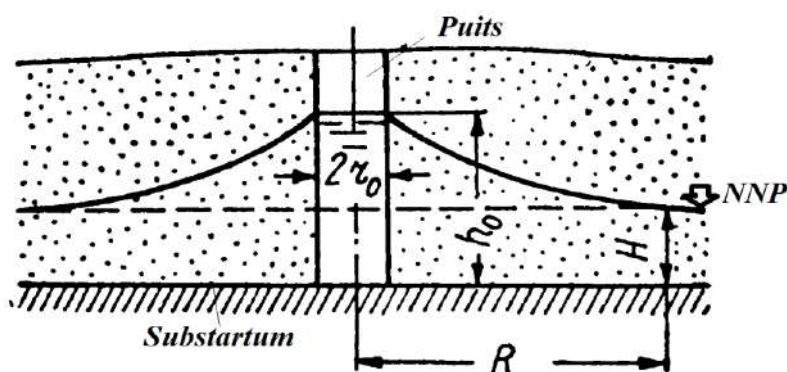


Figure (3. 22): Puits d'infiltration parfait. NNP-Niveau de la nappe phréatique

Le coefficient d'infiltration est déterminé in situ ou en laboratoire ou encore à partir des formules incluant les données d'analyse granulométrique du sol. Le coefficient d'infiltration k (en $m/jour$) peut être approximativement déterminé en fonction de la nature du sol (Tableau (3-12)).

Tableau (3. 12) : Valeurs du coefficient d'infiltration

Type de sol	Coefficient d'infiltration k (m/jour)
Cailloux ou graviers	100 – 200
Sables avec graviers	50 -100
Grossiers	15 – 50
Moyens	5 – 15
Fins	1 – 5
Fortement argileux	0,5 – 1
Limons	0,1 – 0,5

L'influence du rayon d'influence R dans le calcul du débit infiltré par la formule (3 – 21) dans les sols meubles est faible ; il peut être approximativement pris égal à :

Tableau (3. 13) : Valeurs du Rayon d'influence

Rayon d'influence R	Type de sol
$R = 100 - 200m$	Les sols à faible granulométrie
$R = 250 - 500m$	Les sols à moyenne granulométrie
$R = 700 - 1000m$	Les sols à forte granulométrie

Le débit infiltré dans la nappe à partir des puits imparfaits (figure (3-23)) est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1,36 \frac{k \cdot A(h^2 - H^2)}{\log \frac{R}{r_0}} \quad (m^3/jour) \quad (3 - 22)$$

k – Coefficient de filtration du sol en $m/jour$; h_0 – profondeur entre le substratum et le niveau d'eau dans le puits jusqu'au niveau d'eau dans le puits, H – puissance de l'aquifère (nappe phréatique) en m ; r_0 – rayon de puits en m ; R – rayon d'influence en m .

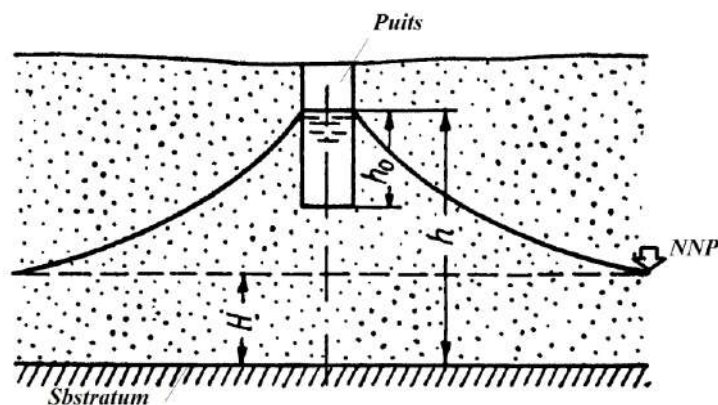


Figure (3. 23): Puits d'infiltration imparfait. NNP-Niveau de la nappe phréatique.

Le coefficient A est déterminé en fonction des relations entre les profondeurs de l'eau dans le puits h_0 et la profondeur h jusqu'au substratum :

$$A = \sqrt{\frac{h_0}{h}} \cdot \sqrt[4]{2 - \frac{h_0}{h}} \quad (3 - 23)$$

Lors du rejet des eaux pluviales dans les puits d'infiltration, il est recommandé de calculer le flux d'eau journalier, qui peut être déterminé par la pluie maximale journalière moyenne au cours du mois le plus pluvieux avec l'introduction du coefficient de ruissellement approprié.

Exemple de calcul des puits d'infiltration à Hai Ennasr (Ouargla)

Projection des puits d'infiltration dans une zone basse ne permettant pas d'évacuer les eaux pluviales, elle est située au-dessous du pont reliant la route principale et celle évitement au niveau de Hai Ennasr (figure (3-24)).

Les données de base de projection sont :

- La surface du bassin versant $S = 1 \text{ ha}$;
- La pluie maximale journalière P à Ouargla (enregistrée entre le 13 -14 avril 2024) ;
 $P = 44 \text{ mm}$;
- Le coefficient d'infiltration $k = 15 \text{ m/jour}$; (sable à granulométrie moyenne)
- Le substratum est situé à une profondeur de 5 m de la surface du sol.
- La nappe phréatique est située à une distance de 4 m de la surface du sol.

On doit donc trouver le débit infiltré et par conséquent le nombre de puits d'infiltration

- 1- On calcule d'abord le volume d'eau pluviale (le coefficient de ruissellement $\alpha = 0,95$) :

$$V = 1 \cdot 10^4 \cdot 44 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95 = 418 \text{ m}^3$$

- 2- On propose de construire des puits d'infiltration parfait de 2 m de diamètre, c'est-à-dire le rayon du puits $r_0 = 1 \text{ m}$;
- 3- Le niveau de la nappe phréatique dans le puits est maintenu à une distance de $0,5 \text{ m}$ de la surface du sol, c'est-à-dire $h_0 = 5 - 0,5 = 4,5 \text{ m}$
- 4- Le rayon d'influence $R = 500 \text{ m}$ tiré du Tableau (3-13).

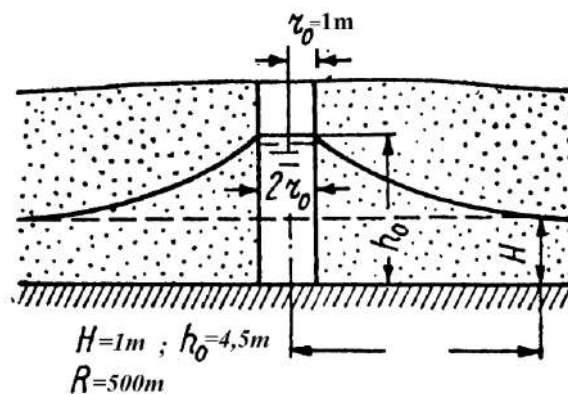


Figure (3. 24): Schéma de calcul d'un puits d'infiltration.

5- Le débit qui doit être infiltré dans le puits est calculé par la formule (3-21) :

$$Q = 1,36 \frac{k(h_0^2 - H^2)}{\log \frac{R}{r_0}} = 1,36 \frac{15 \cdot ((4,5)^2 - 1)}{\log \left(\frac{500}{1} \right)} = 145 \text{ m}^3/\text{jour}$$

Ainsi, pour évacuer un volume d'eau pluviale $V = 418 \text{ m}^3$ on doit construire 3 puits d'infiltration (figure (3-24)).



Figure (3. 25): Disposition des puits d'infiltration au-dessous du pont (à gauche). Avaloire et bassin d'infiltration (à droite)



Figure (3. 26) : Endroit d'emplacement des puits d'infiltration au niveau du pont à El Khefdji. Les flèches blanches indiquent l'endroit des puits. Les flèches noires indiquent le sens d'écoulement des eaux pluviales.

3.7. Collecte des eaux pluviales en dehors de la ville :

La collecte des eaux pluviales en dehors de la ville d'Ouargla dans les routes et les autoroutes figure (3-26) ne nécessite pas un réseau d'évacuation des eaux pluviales spécial. Les faibles pentes de la route (2 – 4‰) permettent quand même, un écoulement gravitaire (écoulement de surface) vers les deux côtés de la chaussées (ces eaux seront acheminées en dehors de la chaussée. Figure (3-23).



Figure (3. 27): Autoroute en zone aride ne nécessitant pas des fossés d'évacuation des eaux pluviales.
Les flèches indiquent le sens d'écoulement des eaux pluviales

L'eau ruisselée et drainée des chaussées sera soit infiltrée soit évaporée. Cependant, un mauvais drainage des eaux pluviales en dehors de la chaussée à cause des pertes de profils des pentes en absence des entretiens et des exploitations régulières de ces chaussées peut conduire à la destruction de ces chaussées.

Le bureau d'étude de Sétif propose un réseau d'assainissement pluvial, c'est-à-dire que La direction de l'hydraulique de la wilaya (DHW) propose un réseau d'assainissement pluvial en milieu urbain, c'est-à-dire que la ville de Hai Ennassr sera dotée d'un un réseau séparatif. L'étude établie propose le schéma d'assainissement présenté dans la figure (3-27).

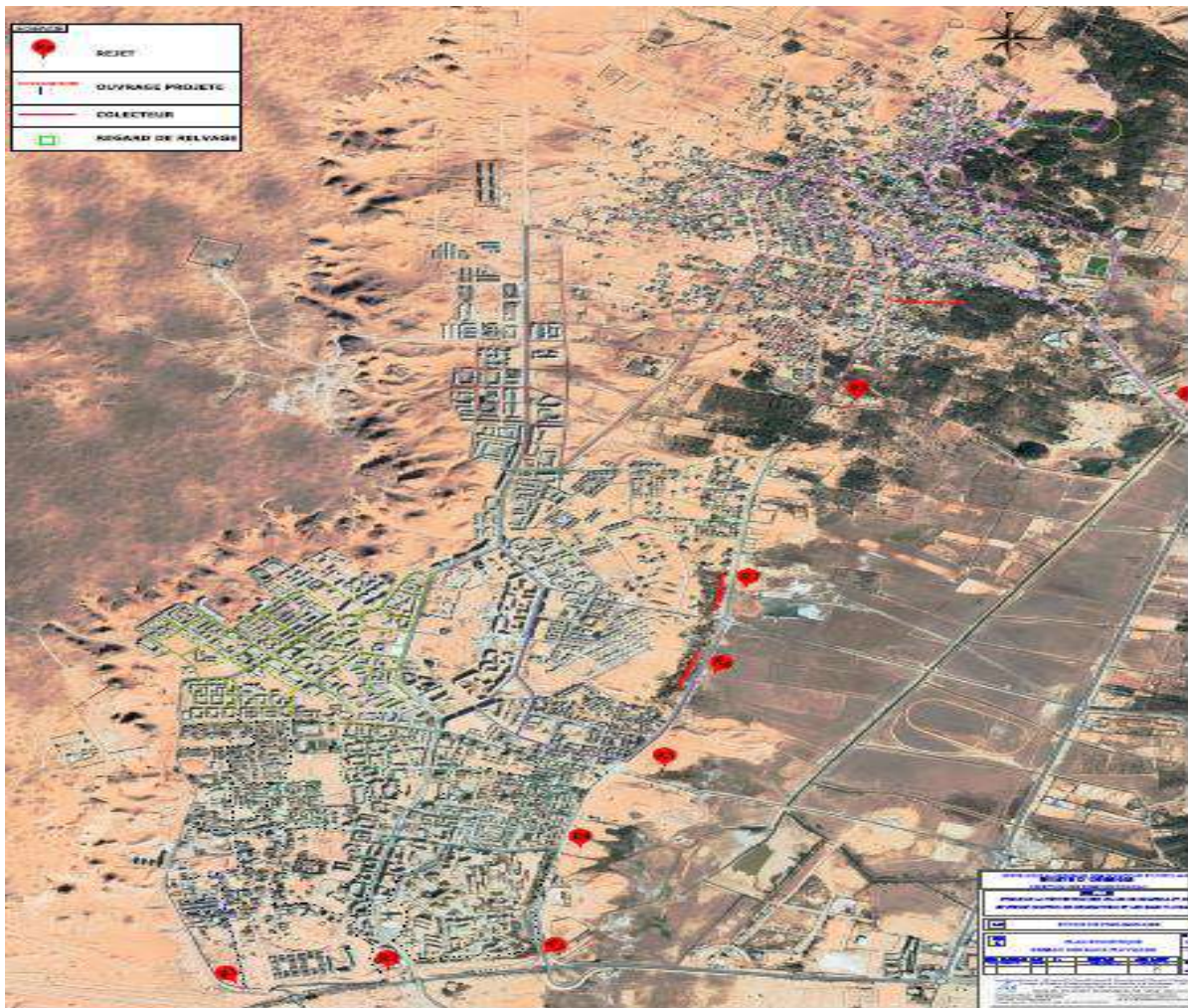


Figure (3. 28). Schéma d'évacuation des eaux pluviales en milieu urbain à Hai Ennassr.

A notre avis la réalisation de ce réseau séparatif n'est pas rentable et n'est pas économique. Le relief de cette ville permet comme même de véhiculer les eaux pluviales superficiellement jusqu'à l'exutoire. L'intrusion du sable à l'intérieur du réseau projetée provoquera l'ensablement des collecteurs et par conséquent l'inefficacité d'évacuation des eaux pluviales. Il est évident que des entretiens périodiques (3-4 entretiens par années) du réseau projeté permettra d'éviter cet ensablement, mais du point de vue économie ces entretiens couteront très chers.

Dans les endroits où les pentes à la préférée de la chaussée deviennent importantes, nous proposons de réaliser les fossés d'évacuation des eaux pluviales figure (3-28).

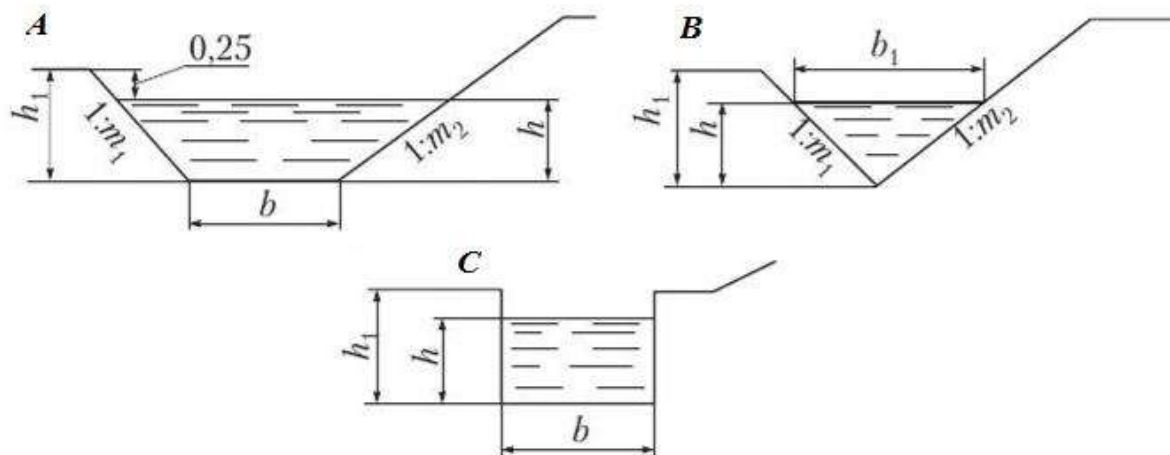


Figure (3. 29) : Fossés d'évacuation des eaux pluviales en milieu routier. A- fosse trapézoïdal, B- fossé triangulaire, C- fossé rectangulaire.

Chapitre 4. Aménagement hydraulique hors ville d'Ouargla

4.1. Situation géographique :

La région d'Ouargla est encaissée au fond d'une cuvette très large de la basse vallée de l'Oued M'ya. Cette dernière est caractérisée par une dissymétrie marquée par la présence d'une falaise occidentale particulièrement nette et continue, tandis que la limite orientale est imprécise.

A l'Ouest:un plateau calcaireux surplombe la cuvette d'Ouargla à environ 230m d'Altitude en confluence avec Oued Mزاب et Oued N'sa.

A l'Est : est constaté un plateau, dont les limites ne sont pas nettes, avec une altitude ne dépassant pas 160m, les rebords de ce plateau disparaissent souvent sous les sables (Erg Touil, Erg Boukhezana, Erg Arifdji).

Au Sud : un massif dunaire recouvre les ruines de Sedrata, son altitude dépasse 155 m.

Au Nord : Zabret Bouaroua constitue au même temps la limite supérieure de Sebkhet Safioune et de la grande cuvette d'Ouargla.

4.2. Réseau hydrographique de la zone d'étude :

Le réseau hydrographique de la zone d'étude (figure 4-1) est largement influencé par le climat hyper-aride de la région et se caractérise par son endoréisme. Ce réseau correspond à la basse vallée de l'Oued M'ya se termine actuellement avec l'Oued M'زاب et l'Oued N'sa dans Sebkhet Safioune, est une zone dépressionnaire d'une surface totale de (14505.41ha) représentant l'exutoire de la cuvette d'Ouargla.

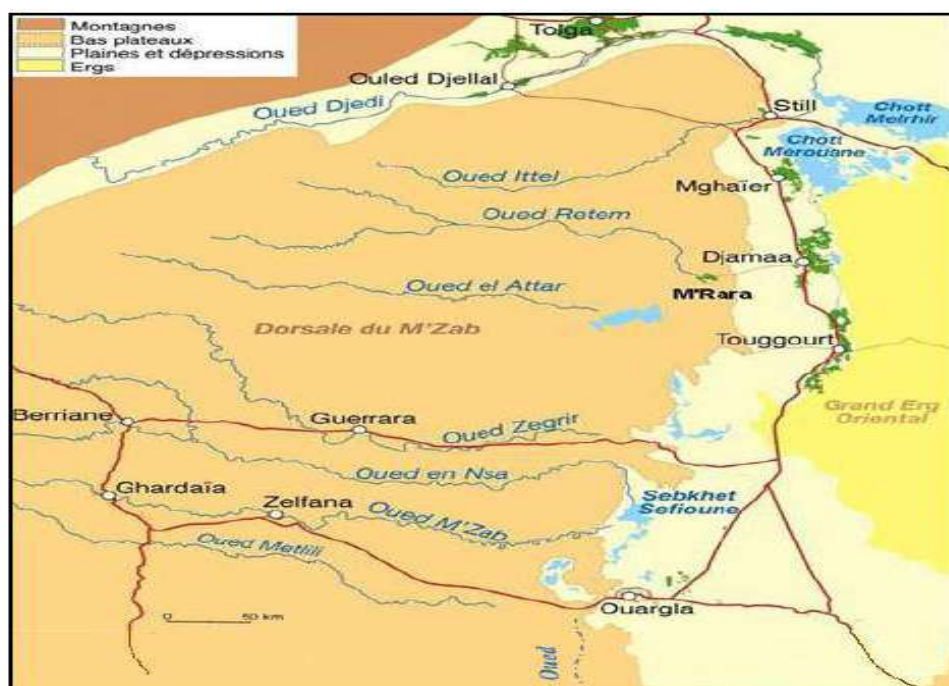
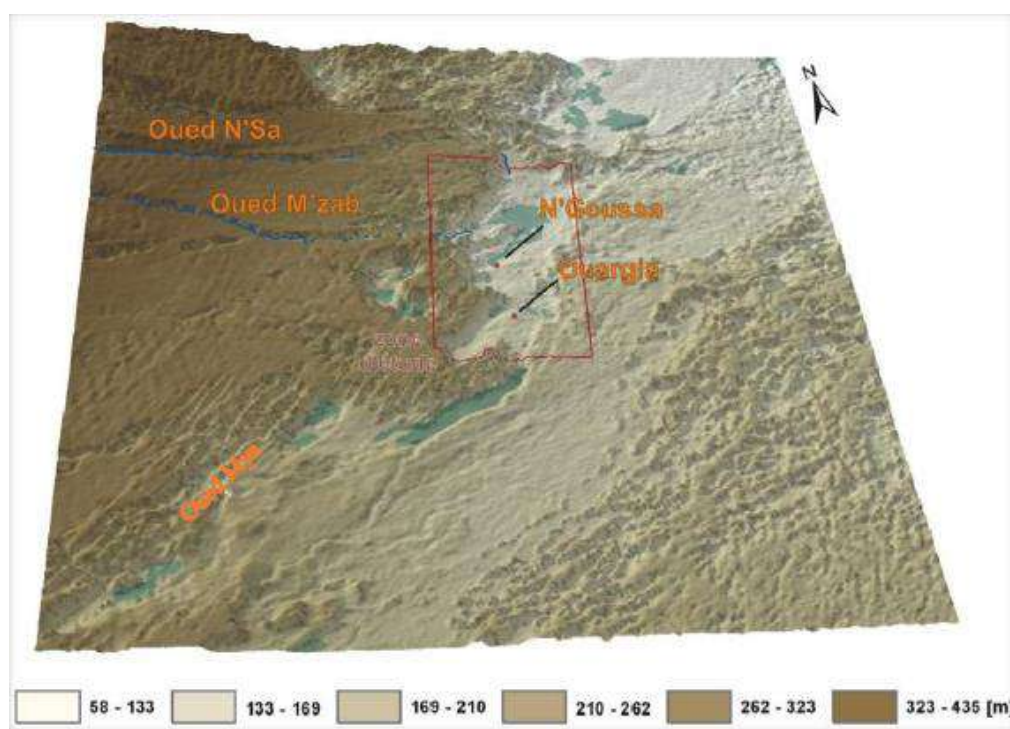


Figure (4. 1) : Réseaux hydrographiques des oueds de la zone d'étude

4.3. Géomorphologie :

Le relief du Bas-Sahara (figure 4-2) est constitué d'une vaste dépression ayant la forme d'un synclinal ouvert vers le Nord. Il est homogène avec une pente très faible et des terrains plats. La cuvette du Bas-Sahara offre une topographie basse (Chott Melrhir à $-40m$ en dessous du niveau de la mer) à la région, cette topographie augmente au fur et à mesure de se rapprocher du pied du massif de l'Aurès. Cette cuvette se présente comme une vaste dépression ayant la forme d'un synclinal ouvert vers le Nord. Ce dernier est homogène avec une pente très faible et des terrains plats.



Figure(4. 2) : Relief du bas Sahara de la région de Ouargla.

Les alluvions des oueds N'Sa et M'Zab ferment la vallée au nord de la Sebket Safioune, empêchant un écoulement vers l'aval. Cette fermeture s'est rompue dans sa partie est et les eaux du lac ont pu s'échapper vers le nord-est, en direction de Touggourt et du Chott Melrhir.

4.4. Hydrologie de la zone d'étude :

Dans la majorité des cas, les averses orageuses de courte durée (de quelques minutes à quelques heures) et parfois les pluies continues, c'est à dire parfois de longue durée (2-5 jours) sont un facteur déterminant dans la genèse des crues dans les régions semi-aride et arides de l'Algérie. Les pluies diluviennes du 01-10-2008 qui se sont abattues sur la région de Ghardaia

ont causé la mort de plus de 34 personnes et transformer en ruines la vallée du M'zab à Ghardaïa (El Wantan, Edition du 04-10-2008).

Selon l'ANRH- Ouargla, Pour l'oued Mya, aucune crue ne serait arrivée jusqu'à Ouargla, mais il a bien façonné une vallée dans le Tademaït qui disparaît dès la latitude d'Ouargla où elle est remplacée par une dépression irrégulière. Les plus grandes crues de l'oued Mya s'infiltrant et s'arrêtent à 200 km à l'amont d'Ouargla.

Les crues d'oued N'sa coulent et se déversent normalement dans la sebkha Safioune, les plus marquées sont celles de novembre 1994 et octobre 2008. Les crues de ce oued semblent les plus fréquentes.

Les crues de l'oued M'Zab atteignent également la Sebkhet Safioune une fois sur 10 années, celles de l'oued N'Sa semblent plus fréquentes.

L'étude hydrologique a principalement pour objectif de déterminer les débits de crues de faibles fréquences qui sont nécessaires aux dimensionnements des ouvrages de protection contre les crues.

4.5. Caractéristiques morphologiques des bassins versants et des oueds :

L'étude morphologique a pour objectif de déterminer les caractéristiques morphologiques des bassins versants des oueds. Ces caractéristiques sont nécessaires dans la détermination des débits de crues de ces oueds.

Les paramètres morphologiques les plus significatifs dans la genèse des crues (forme, relief et hydrographie) caractérisant les bassins de l'oued M'ya ; l'oued M'Zab et Oued N'sa sont présentés dans le tableau 4-1.

Tableau (4. 1) : Valeurs des paramètres morphologiques des bassins versants

	Paramètre	Oued M'Zab	Oued En N'sa	Oued Mya
Caractéristiques géométriques et orographiques	Surface: A (km ²)	4092	5320	33568
	Périmètre : (km)	528	613	1402
	Compacité	2.31	2.35	2.14
	Longueur du bassin	245	286	256
	Largeur du bassin	17	18	21
	Altitude maximale: Zmax (m)	771	807	812
	Altitude minimale: Zmin (m)	132	128	136
	Dénivelée du bassin : Dbv (m)	640	679	676
	Pente du bassin : l _{bv} (m/m)	0.021	0.04	1.14
Caractéristiques hydrographiques	Densité de drainage: Dd(km/km ²)	1.56	0.23	124
	Longueur du cours principal : L _{tp} (km)	313	304	595
	Côte à la source : Z _{tp} (m)	729	735	682

4.6. Temps de concentration des bassins versants :

Pour les grands bassins versants nous proposons de calculer le temps de concentration des bassins versants par les deux formules suivantes :

4.6.1. Formule de Giandotti :

Cette formule est couramment utilisée en Algérie, elle est de la forme suivante :

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (4 - 1)$$

4.6.2. Formule de Boutoutaou D : Elle est établie pour les bassins versants de l'Algérie, elle est la suivante :

$$t_c = 1,7 \left(\frac{A \times L}{\sqrt{\bar{I}}} \right)^{0,19} \quad (4 - 2)$$

Pour les deux formules :

t_c – temps de concentration du bassins versant (*heures*), A – surface du bassins versant (km^2), L – longueur totale de l'oued (km), H_{moy} et H_{min} – altitudes moyenne et minimale respectivement (m), $\bar{I}$ – pente moyenne du cours d'eau en %.

4.6.3. Formule de Johnston-cross :

$$t_c = 0,0543 \left(\frac{L}{\sqrt{\bar{I}}} \right)^{0,5} \quad (4 - 3)$$

Dans cette formule la pente moyenne du cours d'eau, $\bar{I}$ et en (m/m)

Le calcul des temps de concentration des bassins versants est effectué dans le tableau 4-2.

Tableau (4. 2) : Calcul des temps de concentration des bassins versants.

Caractéristique	Oued		
	Oued M'Zab	Oued N'Sa	Oued Mya
Surface du bassin A, km^2	4092	5320	33568
Longueur de l'oued L, km	313	304	595
Altitude maximale H_{max}, m	771	807	812
Altitude minimale H_{min}, m	132	128	136
Altitude moyenne H_{moy}, m	452	468	474
Pente moyenne de l'oued $\bar{I}, \%$	0,2	0,22	0,11
Temps concentration t_c, h (formule 4-1)	51	51	111
Temps concentration t_c, h (formule 4-2)	29	30	51
Temps concentration t_c, h (formule 4-3)	21	20	40

Les formules (4-2) et (4-3) fournissent des valeurs des temps de concentration t_c proches entre elles, les valeurs de t_c calculées par la formule (4-1) sont relativement plus élevées. Pour la suite de l'étude nous retenons les temps de concentration des bassins moyens calculés par les formules (4-2) et (4-3). Tableau 4-3

Tableau (4. 3): Valeurs des temps de concentration t_c retenues

Caractéristique	Oued		
	Oued M'Zab	Oued N'Sa	Oued Mya
Temps concentration t_c h (formule 4-2)	29	30	51
Temps concentration t_c h (formule 4-3)	21	20	40
Temps concentration t_c h (moyen)	25	25	46

4.7. Calcul des débits des bassins versants :

L'absence de données de mesure des débits par les stations hydrométriques reste toujours un problème majeur dans les études hydrologiques. En absence de données les projeteurs ont toujours eu recours aux formules empiriques qui tiennent compte des caractéristiques morphologiques des bassins versant et pluviométrique de la région d'étude. Dans cette étude nous retenons les formules qui s'adaptent au mieux aux conditions climatiques et physico-géographiques de l'Algérie. Parmi les formules qui sont souvent utilisées en Algérie, on trouve les formules suivantes :

4.7.1. Formule de Giandotti :

$$Q_T = \frac{\mu \cdot A \cdot P_{tc,T} \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1,5L} \quad (4 - 4)$$

Avec,

μ – Coefficient fonction des conditions topographiques généralement pris égal à 100 pour de petits bassins de morphologie assez douce, A – surface du bassins versant en (km^2), L – longueur totale de l'oued en(km), H_{min} – altitude minimale en (m), H_{moy} – altitude moyenne en (m) ; $P_{tc,T}$ – pluie de courte durée en (m)

4.7.2. Formule de Sokolovski :

Cette méthode est d'un usage très courant dans les services hydrologiques de l'Algérie (ANRH). Cette formule est de forme suivante:

$$Q_T = \frac{0,28 \cdot P_{JT} \cdot \alpha \cdot S}{t_m} \quad (4 - 5)$$

P_{JT} – pluie maximale journalière de période de retour T en mm , α – coefficient de ruissellement de crues. Selon cet auteur, pour les crues, $\alpha = 0,4 - 0,6$; t_m – temps de montée

de débit de crue, il est égal au temps de concentration t_c ($t_m \approx t_c$) ; S – surface du bassin versant en km^2 .

4.7.3. Formule de Boutoutaou D :

Formule élaborée pour les conditions physiques et climatiques des bassins versants de l'Algérie [1], elle est de la forme suivante :

$$Q_T = \frac{16.7[A + B \log(T)] \alpha_T \cdot \lambda \cdot A}{(60 \cdot t_c + 1)^n} \quad (4 - 6)$$

Q_T – débit max. de crue (m^3/s), de période de retour T , A et B – paramètres climatiques caractérisant l'intensité maximale pluviale dans les différentes régions géographiques de l'Algérie, n – coefficient prenant compte de la réduction de l'averse avec l'augmentation de sa durée ; α_T – coefficient de ruissellement, fonction de la pluie journalière maximale P_{maxjT} (mm) et de la période de retour T , λ – coefficient de réduction du débit, fonction de la surface du bassin versant, t_c – temps de concentration du bassin versant, (*heures*). A – surface du bassin versant (km^2).

4.7.3.1. Détermination des paramètres de la formule :

Nos aménagements se trouvent dans la région de Ouargla. Selon le découpage Hydrographique de l'ANRH, cette zone appartient au Bassins Hydrographique N° 13 (voir figure 4-3).

La pluie annuelle sur les 3 bassins versant ne dépasse pas $P = 50mm$

- **Les paramètres A , B et n :**

Les paramètres A, B et n sont tirés du tableau 4-4 en fonction de la de la pluie moyenne annuelle P et de la position de la région d'étude par rapport aux bassins hydrographiques de l'Algérie.

Nos aménagements se trouvent dans la région de Ouargla. Selon le découpage Hydrographique de l'ANRH, cette zone appartient au Bassins Hydrographique N° 13 (voir figure 4-3).

Pour $P = 50mm < 150mm$ et Bassin hydrographique N° 13 le tableau 4-4 donne :

$A = 1$ $B = 12,38$ et $n = 0,73$.

Tableau (4. 4) : Valeurs des coefficients A , B et n .

N° des Bassins Hydrographiques (Voir figure 4-3)	Coefficient s	Pluie moyenne annuelle P, mm		
		$P \leq 400mm$	$P = 400 - 900mm$	$P \geq 900mm$
01 – 04 – 11	A	3.25	3.10	2.50
	B	3.53	2.92	2.27
	n	0.71	0.66	0.56
02 – 03 – 09 – 15	A	3.25	2.50	2.40
	B	3.50	2.80	2.70
	n	0.69	0.58	0.52
10 – 12 – 14	A	3.50	2.50	—
	B	3.29	3.88	—
	n	0.67	0.60	—
05 – 07 – 08 – 17	A	4.00	3.50	—
	B	3.70	2.50	—
	n	0.73	0.64	—
16	A	3.50	2.50	—
	B	3.10	2.52	—
	n	0.69	0.61	—
N° des Bassins Hydrographiques (Zone aride) (Voir figure 2-6)	Coefficient s	Pluie moyenne annuelle $\bar{P}, mm$		
		$\bar{P} \leq 150mm$	$\bar{P} = 150 - 400mm$	$\bar{P} \geq 400mm$
16	A	—	3.00	3.50
	B	—	5.36	2.70
	n	—	0.77	0.67
13	A	1.00	3.50	—
	B	12.38	6.62	—
	n	0.73	0.75	—

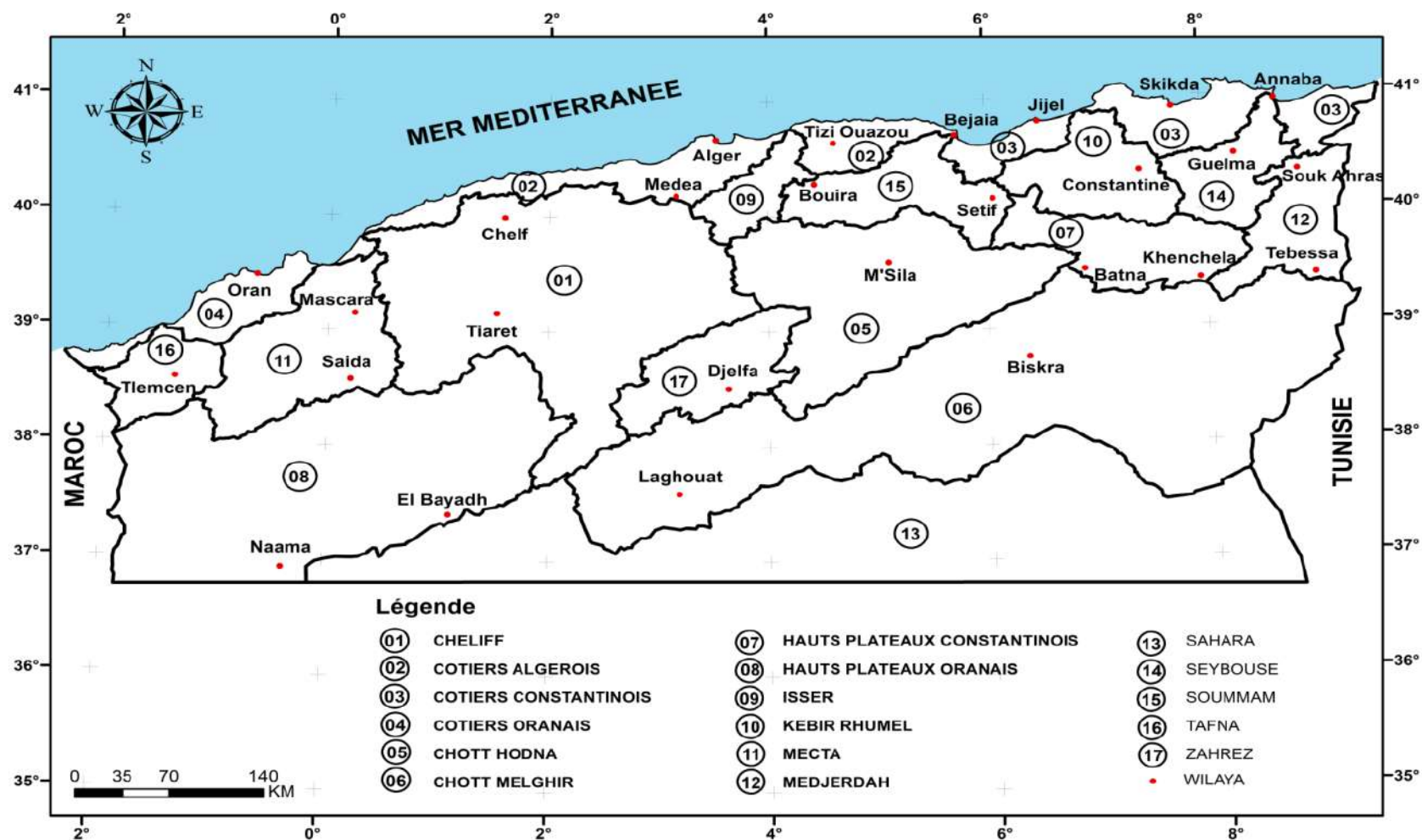


Figure (4. 3) : Bassins hydrographiques de l'Algérie (ANRH).

- Le coefficient du ruissellement de la crue α_T

$$\alpha_T = 1 - \exp\left(-\frac{P_{JT}}{P_0}\right) \quad (4-7)$$

P_{maxJT} – pluie maximale journalière (mm) de période de retour T , sont tirées du tableau (2-5)

T , année	5	10	20	50	100	1000	10000
P_{JT} , mm	27	37	49	66	80	140	222

P_0 – pertes (par rétention dans les dépressions, par évaporation etc.) maximales possibles de pluies dans le bassin versant (mm). P_0 est tiré du tableau 4-5 en fonction de la position de la région d'étude par rapport au bassins hydrographique de l'Algérie (figure 4-3).

Tableau (4. 5) : Valeurs des pertes max. possibles P_0 , mm dans les bassins versants hydrographiques.

Bassins hydrographiques (Voir figure 4-3)	01 – 02 – 04 – 09 – 11	05 – 06 – 07 – 08 – 17	03 – 10 – 12 – 14 – 15	16	13
P_0 , mm	100	90	120	115	60

Notre aménagement se trouve au Sahara, c'est-à-dire situé dans le grand bassin hydrographique N° 13, le tableau 4-5 donne donc $P_0 = 60\text{mm}$

- Le coefficient de réduction du débit λ

- Si la surface su bassin versant $S > 600\text{km}^2$,

$$\lambda = \frac{9.4}{(A + 1)^{0.39}} \quad (4-8)$$

- Lorsque la surface su bassin versant $A \leq 600\text{km}^2$, $\lambda = 1$

Pour notre cas toutes les surfaces des bassins versant $A > 600\text{km}^2$,

1. Pour Oued M'Zab ($A = 4092\text{km}^2$)

$$\lambda = \frac{9.4}{(A + 1)^{0.39}} = \frac{9.4}{(4092 + 1)^{0.39}} = 0,37$$

2. Pour Oued N'Sa ($A = 5320\text{km}^2$)

$$\lambda = \frac{9.4}{(A + 1)^{0.39}} = \frac{9.4}{(5320 + 1)^{0.39}} = 0,33$$

3. Pour Oued Mya ($A = 33568 \text{ km}^2$) :

$$\lambda = \frac{9.4}{(A+1)^{0.39}} = \lambda = \frac{9.4}{(33568+1)^{0.39}} = 0,16$$

Le résultat de calcul par la formule (4-6) pour les trois bassins est présenté dans le tableau 4-6.

Tableau (4. 6) : Valeurs des débits max. de crue calculées par la formule (4-6).

Oued M'Zab							
Période de retour T , années	5	10	20	50	100	1000	10000
Pluie max. journalière p_{JT} , mm	27	37	49	66	80	140	222
Coefficient de ruissellement α_T	0,36	0,46	0,56	0,67	0,74	0,90	0,98
Coefficient de réduction λ	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37
Débit fréquentiel Q_T , m^3/s	(376)*	691	1079	1686	2198	4035	5811
Oued N'Sa							
Période de retour T , années	5	10	20	50	100	1000	10000
Pluie max. journalière p_{JT} , mm	27	37	49	66	80	140	222
Coefficient de ruissellement α_T	0,36	0,46	0,56	0,67	0,74	0,90	0,98
Coefficient de réduction λ	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
Débit fréquentiel Q_T , m^3/s	444	811	1266	1978	2579	4736	6820
Oued Mya							
Période de retour T , années	5	10	20	50	100	1000	10000
Pluie max. journalière p_{JT} , mm	27	37	47	62	74	124	189
Coefficient de ruissellement α_T	0,37	0,46	0,54	0,64	0,71	0,87	0,96
Coefficient de réduction λ	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Débit fréquentiel Q_T , m^3/s	985	1711	2587	3948	5096	9274	13462

$$(376)^* : Q_T = \frac{16.7[A+B \log(T)]\alpha_T \cdot \lambda \cdot S}{(60 \cdot t_c + 1)^n} = Q_T = \frac{16.7[1+12,38 \log(T)](0,36) \cdot (0,33) \cdot (4092)}{((60 \cdot 25) + 1)^{0,73}} = 376 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.8. Récapitulatif des résultats :

Le résultat de calcul des débits max. de crues fréquentielles par les différentes formules (4-4), (4-5) et (4-6) est illustré dans le tableau 4-7.

Tableau (4. 7) : Récapitulatif des résultats de calcul des débits max. par les trois formules

Méthode	Oued M'Zab						
	Temps de retour T , années						
	5	10	20	50	100	1000	10000
Giandotti (formule 4-4)	438	605	790	1065	1299	2265	3592
Sokolovski (formule 4-5)	621	857	1118	1508	1840	3208	5087
Boutoutaou (formule 4-6)	376	691	1079	1686	2198	4035	5811
	Oued N'Sa						
	5	10	20	50	100	1000	10000
Giandotti (formule 4-4)	576	795	1037	1398	1706	2975	4717
Sokolovski (formule 4-5)	807	1114	1454	1960	2392	4171	6614
Boutoutaou (formule 4-6)	444	811	1266	1978	2579	4736	6820
	Oued Mya						
	5	10	20	50	100	1000	10000
Giandotti (formule 4-4)	993	1338	1704	2244	2697	4496	6852
Sokolovski (formule 4-5)	1661	2293	2991	4033	4922	8582	13608
Boutoutaou (formule 4-6)	985	1711	2587	3948	5096	9274	13462

Le récapitulatif des résultats présentés dans le tableau 4-7 montre que les formules (4-5) et (4-6) fournissent des valeurs des débits proches entre elles, la formule de Giandotti (4-4) donne des valeurs un peu sous estimées. Pour la suite de l'étude, nous retenons les moyennes des débits calculés par les formules (4-5) et (4-6).

4.9. Proposition des variantes d'aménagement :

4.9.1. Choix des débits de crues de projet :

Les débits de crues de projet sont choisis en fonction du degré de la sécurité et du coût de l'ouvrage. Pour des sécurités élevées (en milieu urbain, près des villages avec des populations élevées), c'est-à-dire là où la défaillance de l'ouvrage peut conduire à des pertes humaines et dégâts matériels élevés, la probabilité au dépassement est très faible ($P \leq 1\%$) correspondant à une période de retour $T \geq 100ans$.

Dans notre cas, les ouvrages hydrauliques (ouvrages d'art) à construire sont situés plus loin des populations de N'Goussa et d'El Hadjira. La défaillance de l'ouvrage n'amène pas à des catastrophes, la seule infrastructure qui va subir est la route à l'endroit d'intersection avec les oueds. En plus, il a été remarqué que la fréquence des crues au niveau de ces oueds est la crue décennale, c'est-à-dire la crue de période de retour $T = 10ans$ avec une probabilité au dépassement ($P = 10\%$). Pour le cas de oued Mya, le débit retenu est celui de période de retour $T = 50ans$ (tableau 4-8).

Tableau (4. 8): Valeurs des débits max de crue retenus pour les éventuels aménagements

Oued	Probabilité au dépassement $P\%$	Débit $Q, m^3/s$
M'Zab	10	800
N'Sa	10	1000
Mya	5	5000

4.9.2. Variantes d'aménagement proposées :

Nous proposons au niveau d'intersection des oueds avec les routes des ponts de franchissement. La variante ponceaux (dalots ou buses) est à écarter car, l'expérience a montré qu'un ponceau à plus de 04 ouvertures n'est pas économique, dans notre cas, les débits de ces oueds (voir tableau 4-8) nécessitent des dizaines d'ouvertures pour évacuer ces débits

4.9.2.1. Aménagement de oued M'Zab :

Pour protéger la route contre les crues destructives d'oued m'zab au niveau de la route, nous proposons un pont au niveau de son intersection avec la route.

4.9.2.1.1. Calcul hydraulique du pont :

Le calcul des grands ponts nécessitent plusieurs données (morphologie de l'oued à l'intersection, l'hydrologie, la géologie de terrain, types d'érosion etc.), malheureusement, ces données ne sont pas disponibles, nous contentons de calculer hydrauliquement le pont sur la base de calcul des petits ponts.

La méthodologie de calcul est la suivante :

1. Calcul de l'ouverture du pont :

$$B = \frac{g \cdot Q}{\varepsilon \cdot V_{adm}} \quad (4 - 9)$$

B – ouverture du pont, en (m), Q – débit transité par le pont en (m^3/s), ε – coefficient de rétrécissement du pont, $\varepsilon = 0,8 - 0,9$; V_{adm} – vitesse admissible (vitesse ne

provoquant pas l'érosion. (Voir Tableau 4-9 ci-dessous pour le revêtement du sol qu'on doit choisir), g – accélération terrestre $g = 9.81m/s$

Après calcul, il faut préciser à la valeur standard de B_s .

2. Précision de la vitesse d'écoulement avec la nouvelle valeur standard B_s :

$$V = \sqrt[3]{\frac{Q \cdot g}{\varepsilon \cdot B_s}} \quad (4 - 10)$$

3. Calcul de la valeur de la profondeur h de l'écoulement correspondant à l'ouverture B_s :

$$h = \frac{V^2}{g} \quad (4 - 11)$$

4. Calcul de la section mouillée ω et ses paramètres hydrauliques (section rectangulaire)

- Section mouillées (ω, m^2) :

$$\omega = B_s \times h \quad (4 - 12)$$

- Périmètre mouillée (χ, m):

$$\chi = B_s + 2h \quad (4 - 13)$$

- Le rayon hydraulique (R, m) :

$$R = \frac{\omega}{\chi} \quad (4 - 14)$$

- Le coefficient de Chézy ($C, m^{0.5}/s$) :

$$C = \frac{1}{n} (R)^{1/6} \quad (4 - 15)$$

n – coefficient de rugosité tiré (voir tableau 4-10) ;

- La pente de l'ouvrage $i, \text{‰}$

$$i = \frac{V^2}{C^2 \cdot R} \quad (4 - 16)$$

- La charge (la profondeur) à l'entrée de l'ouvrage (H, m)

$$H = h + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2} \quad (4 - 17)$$

φ – coefficient de vitesse, $\varphi = 0,83 - 0,95$

5. Détermination de la longueur du pont (L_p, m):

$$L_p = B + \sum d + 2d_1 \quad (4 - 18)$$

$\sum d = 2 \cdot 0,35 = 0,7m$ pour un seule travée, $\sum d = 3 \cdot 0,35 = 1,05m$, pour 2 travées etc.

d_1 – épaisseur des mûrs (mûr barrière) latéraux, $d_1 = 0,16m$

6. Détermination de la hauteur du pont (H_p, m)

$$H_p = 0,88H + \Delta + h_{cons} \quad (4 - 19)$$

0,88 – coefficient tenant compte de la réduction du niveau d'eau à l'entrée du pont, H – charge de l'écoulement à l'entrée du pont, Δ – surhaussement du bas de la travée du pont au-dessus du niveau d'eau, $\Delta = 0,5 - 1,0$; h_{cons} – hauteur constructive de la travée ($h_{cons} = 0,30 - 0,75$).

Le schéma de calcul hydraulique du pont est donné dans la figure 4-4.

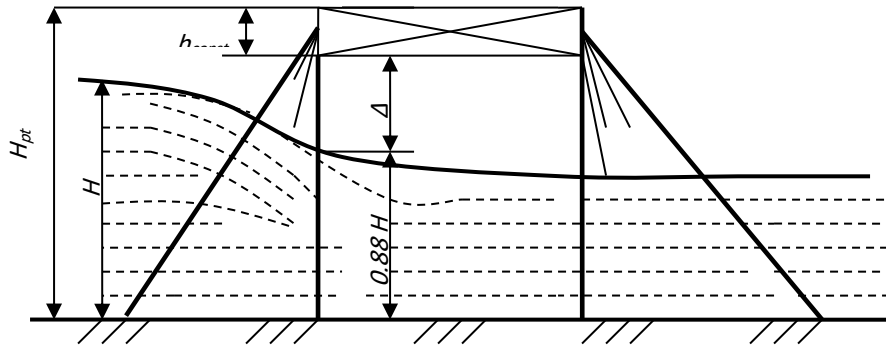


Figure (4. 4) : Schéma de calcul hydraulique des ponts.

4.9.2.2. Calcul hydraulique du pont de Oued M'zab :

- Pour protéger les piles du pont et le lit de l'oued contre l'érosion, on choisi un revêtement de type gabion, c'est-à-dire une protection du lit de l'oued au-dessous du pont par gabion.
- A partir du tableau 4-9 on tire la vitesse d'écoulement admissible pour les gabions qui est pour une profondeur $h = 1,0m$, égale à $V_{adm} = 4,5m/s$.

Tableau (4. 9): Vitesse d'écoulement admissibles pour les lits revêtus (consolidés)

Revêtement	Dimensions des cailloux Ø cm	Profondeur moyenne de l'écoulement h			
		0.4m	<u>1.0m</u>	2.0m	$\geq 3m$
Gazon à plat	-	1.0	1.2	1.4	1.5
Fascine de branches mortes	-	1.5	1.6	1.8	2.0
Paroi et couche de perches	-	3.0	3.1	3.3	3.5
Pavé simple	15	2.5	3.0	3.5	4.0
	20	3.0	3.5	4.0	4.5
	25	3.5	4.0	4.5	5.0
Pavé double	15 – 20	3.5	4.5	5.0	5.0
<u>Gabions</u>	-	4.0	<u>4.5</u>	5.0	6.0
Béton	-	6.0	7.0	8.0	10.0

- Calcul de l'ouverture du pont par la formule (4-9):

$$B = \frac{g \cdot Q}{\varepsilon \cdot V_{adm}} = B = \frac{9,81 \cdot 800}{0,8 \cdot (4,5)^3} = 107,67m$$

On retient une ouverture standard du pont, $B_{st} = 100m$

- On précise la vitesse d'écoulement par la formule (4-10) :

$$V = \sqrt[3]{\frac{Q \cdot g}{\varepsilon \cdot B_s}} = V = \sqrt[3]{\frac{800 \cdot 9,81}{0,8 \cdot 100}} = 4,6m/s$$

La vitesse d'écoulement $V = 4,6m/s$ et presque égale à la vitesse admissible retenue pour le gabionnage $V_{adm} = 4,5m/s$.

- Calcul de la valeur de la profondeur d'écoulement h correspondant à l'ouverture du pont B_s par la formule (4-11) :

$$h = \frac{V^2}{g} = h = \frac{(4,6)^2}{9,81} \approx 2,2m$$

Calcul de la section mouillée ω et ses paramètres hydrauliques (section rectangulaire)

- Section mouillée par la formule (4-12) :

$$\omega = B_s \times h = 100 \cdot 2,2 = 220m^2$$

- Périmètre mouillée par la formule (4-13) :

$$\chi = B_s + 2h = 100 + (2 \cdot 2,2) = 104,4m$$

- Le rayon hydraulique par la formule (4-14) :

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{220}{104,4} = 2,11m$$

- Le coefficient de Chézy par la formule (4-15) :

$$C = \frac{1}{n} (R)^{1/6} = \frac{1}{0,027} (2,11)^{0,17} = 42m^{0,5}/s$$

$n = 0,027$ – coefficient de rugosité du gabion tiré du tableau 4-10.

Tableau (4. 10): Valeurs de rugosité n des sols revêtus et non revêtus

Sols revêtus	valeur de n	Sols non revêtus (naturels)	valeur de n
Gazon.....	0.025	Sol non compacté (sable, sable-limoneux.....	0.020 – 0.022
Pavé.....	0.020		
Béton.....	0.014 - 0.017	Sol compacté (argile, argile limoneux, limon argileux	
Gabion	0.027	Sol rocheux.....	0.024 – 0.027
Enrochement.....	0.023		0.025 – 0.030
Gravier.....	0.025		

- La pente de l'ouvrage i , ‰ par la formule (4-16) :

$$i = \frac{V^2}{C^2 \cdot R} = \frac{(4,6)^2}{(42)^2 \cdot 2,11} = 0,0057 = 5,7‰$$

- La charge (la profondeur) à l'entrée de l'ouvrage par la formule (4-17) :

$$H = h + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2} = 2,2 + \frac{(4,6)^2}{2 \cdot 8,81 \cdot (0,85)^2} = 3,7m$$

φ – coefficient de vitesse, $\varphi = 0,85$

- **Détermination de la hauteur du pont** par la formule (4-19) :

$$H_p = 0,88H + \Delta + h_{cons} = (0,88 \cdot 3,7) + 0,5 + 0,75 = 4,5m$$

On retient $\Delta = 0,5m$ et $h_{cons} = 0,75m$.

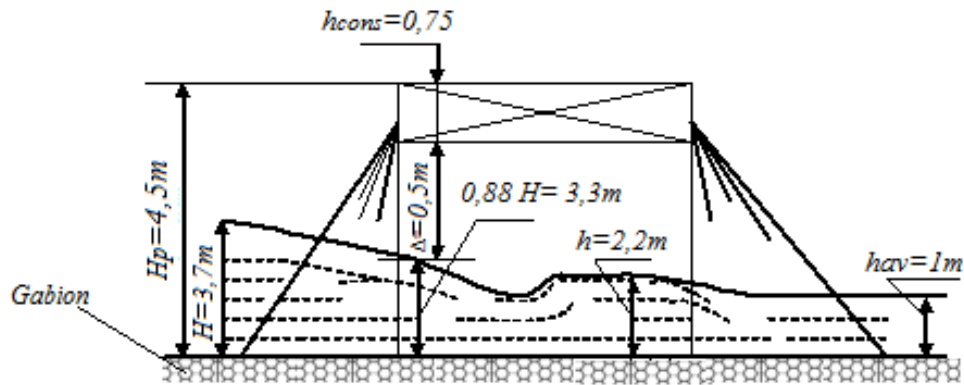
- **Détermination de la longueur du pont** par la formule (4-18)

$$L_p = B_{st} + \sum d + 2d_1 = 100 + 3,85 + 0,32 = 104m$$

Puisque $B_{st} = 100m$, nous recommandons 10 travées de 10m de largeur chacune.

$$\sum d = 0,35 \cdot 11 = 3,85m \quad \text{et} \quad 2 \cdot d_1 = 2 \cdot 0,16 = 0,32m.$$

Le schéma de calcul et de dimensionnement hydraulique du pont à l'intersection entre oued M'Zab et la route d'El Hdjira et Ngoussa est présenté dans la figure 4-5.



Figure(4. 5): Valeurs des paramètres hydrauliques du pont sur oued M'Zab.

Le récapitulatif des résultats est présenté dans le tableau 4-11. La photo du pont est donnée dans la figure 4-6.

Tableau (4. 11) : Récapitulatif des résultats de dimensionnement hydraulique du pont sur oued M'Zab

lieu			Débit $Q, m^3/s$	Profondeur d'écoulement à l'entrée du pont H, m	Profondeur d'écoulement au dessous du pont, h, m	Régime d'écoulement hydraulique	ouverture de l'ouvrage B, m	hauteur total du pont H_{pt}, m
P	+	Période de retour T, année						
-	-	10	800	3,7	2,2	Régime dénoyé	104	4,5



Figure(4. 6): Pont sur oued M'Zab Projeté.

4.9.2.3. Calcul hydraulique du pont de Oued N'Sa :

Le calcul et le dimensionnement du pont d'oued N'Sa sont identiques à ceux de oued M'Zab. Nous donnons seulement le résultat de calcul des paramètres hydrauliques de ce pont :

- Le débit fréquentiel d'oued N'Sa $Q = 1000 m^3/s$
Vitesse admissible $V_{adm} = 4,5 m/s$ pour le gabion
- L'ouverture du pont :

$$B = 134,6 m$$

L'ouverture standard du pont, $B_{st} = 135m$

- La Vitesse d'écoulement précise :

$$V = 4,5m/s$$

La vitesse d'écoulement $V = 4,5m/s$ est égale à la vitesse admissible retenue pour le gabionnage $V_{adm} = 4,5m/s$.

- La profondeur d'écoulement h correspondant à l'ouverture du pont B_s :

$$h = 2,1m$$

section mouillée ω (section rectangulaire)

$$\omega = 283,5m^2$$

- Périmètre mouillée :

$$\chi = 139,2m$$

- Le rayon hydraulique :

$$R = 2,04m$$

- Le coefficient de Chézy :

$$C = 41,8m^{0,5}/s$$

- La pente de l'ouvrage en $i, \text{‰}$:

$$i = 0,0057 = 5,9\text{‰}$$

- La charge (la profondeur) à l'entrée de l'ouvrage

$$H = 3,5m$$

- La hauteur total du pont :

$$H_p = 4,33m$$

- La longueur du pont :

$$L_p = 140m$$

La longueur d'une seule travée est $12m$

Le récapitulatif des résultats est présenté dans le tableau 4-12.

Tableau (4. 12) : Récapitulatif des résultats de dimensionnement hydraulique du pont sur oued N'Sa

lieu			Débit $Q, m^3/s$	Profondeur d'écoulement à l'entrée du pont H, m	Profondeur d'écoulement au dessous du pont, h, m	Régime d'écoulement hydraulique	ouverture de l'ouvrage B, m	hauteur total du pont H_{pt}, m
PK	+	Période de retour T, année						
-	-	10	1000	3,5	2,1	Régime dénoyé	140	4,33

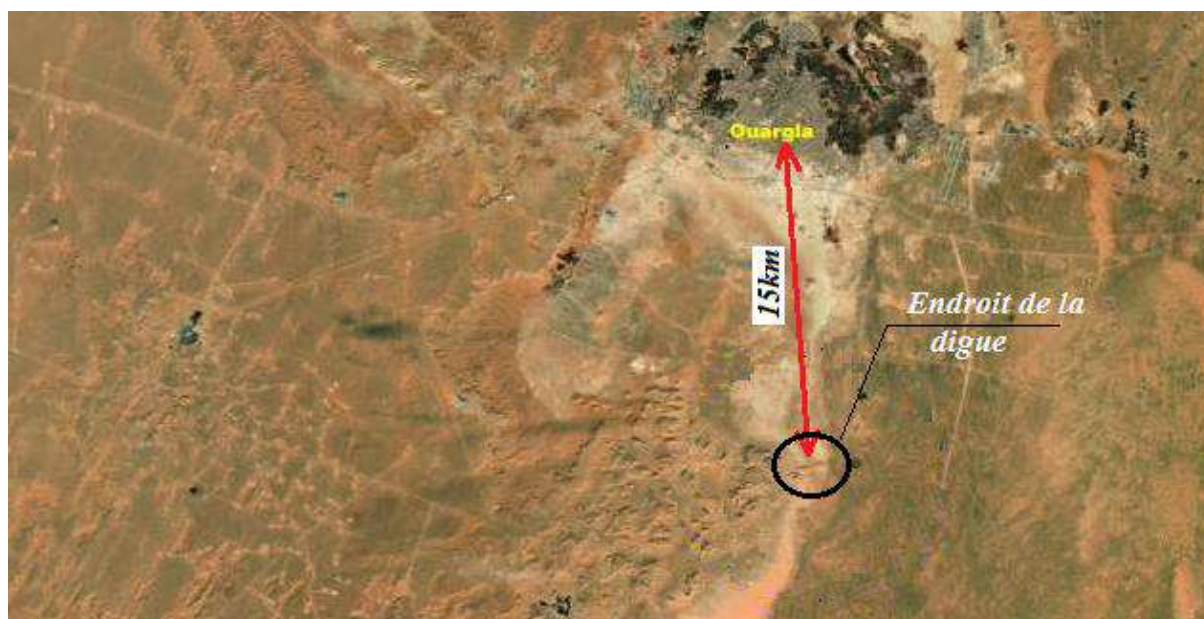
4.9.2.4. Aménagement de oued Mya :

La ville d'Ouargla se trouve encaissée au fond d'une cuvette très large de la basse vallée de l'Oued M'ya les problèmes qui constitué une menace sérieuse pour l'environnement et pour le développement de l'agglomération est incontestablement la remontée de l'eau de la nappe phréatique.

1. L'exutoire d'oued Mya est caractérisé par une large vallée (08km) à l'entrée de la ville d'Ouargla (sabkha)
2. selon les informations venant des services hydrauliques (ANRH, ABH DHW) aucune crue n'est arrivée jusqu'à la ville de Ouargla, les eaux de crues s'infiltrant directement dans la nappe phréatique en amont de la ville ;

Pour protéger la ville de Ouargla contre une crue exceptionnelle de cet oued nous proposons une digue dans l'oued à une distance de 15 km de la ville de Ouargla (figure 4-7). Cette dernière peut accumuler les eaux de la crue exceptionnelle ($Q_{50} = 4000m^3/s$).

Le meilleur endroit de construction de la digue de protection sur oued Mya est celui qui se trouve à une distance de 15 km de la ville de Ouargla. Il s'agit d'un rétrécissement de la section entouré de petits colliges permettant d'accumuler les eaux de crues dans la cuvette en amont de la ville (Figure4-7). La longueur de la cuvette d'accumulation des eaux de crues et de l'ordre de 600 – 800 m. (Figure 4-8)



Figure(4. 7) : Endroit de construction de la digue de protection

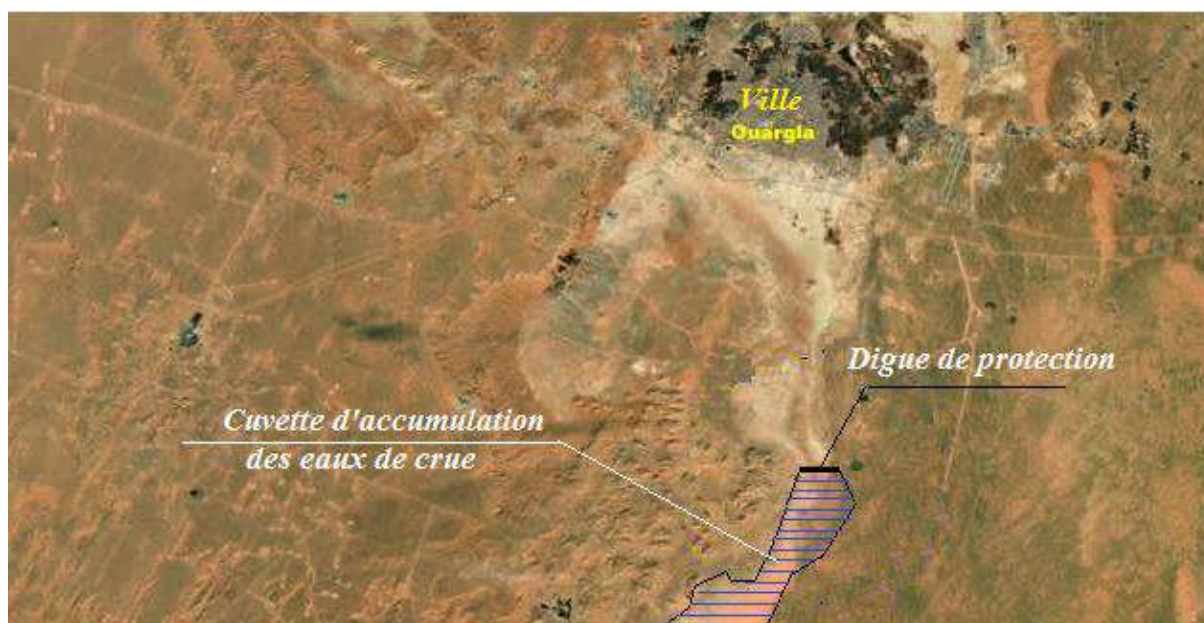


Figure (4. 8) : Digue de protection et cuvette d'accumulation des eaux de crues.

Vu le volume important de la crue $Q_{50} = 4000\text{m}^3/\text{s}$ (de période de retour de $T = 50\text{ans}$), nous essayons de d'évacuer une quantité du volume de cette crue avec un débit $Q = 1000\text{m}^3/\text{s}$, au dessus de la digue, c'est pour cette raison cette digue de protection sera de type déversoir à paroi épaisse figure 4-9.



Figure (4. 9) : Digue de protection projetée

- **Hauteur de la digue**

Selon les conditions topographiques de la zone de construction de la digue, la hauteur de cette dernière peut atteindre $H_d = 20m$.

- **Largeur (longueur) de la digue**

La largeur de la digue est calculée par la formule d'écoulement à partir des déversoirs à paroi épaisse qui la suivent :

$$Q = \mu b \sqrt{2g} (H)^{2/3} \quad (4 - 20)$$

Avec,

μ – Coefficient de débit, $\mu \approx 0,385$, b – largeur de la digue (du déversoir) en m , H – hauteur au dessus du seuil en m . (Voir schéma de la figure 4-10).

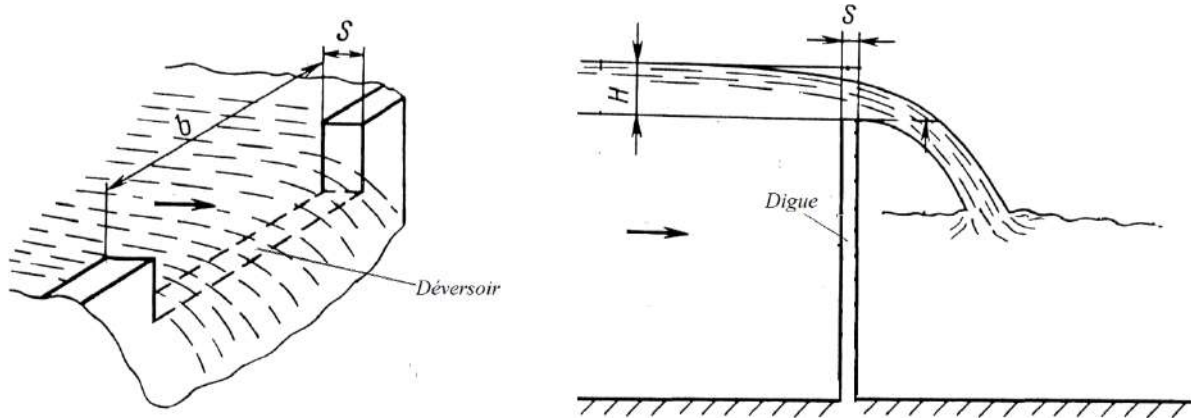


Figure (4. 10) : Schéma de la digue en forme de déversoir

Les données à notre possession sont :

$$Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$H = 2 \text{ m (Proposée)}$$

A partir de la formule (4-20), on a :

$$b = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g} (H)^{2/3}} = \frac{1000}{0,385 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} (2)^{2/3}} = 207 \text{ m}.$$

La largeur de la digue est donc : $b \approx 200 \text{ m}$.

Le volume du débit $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ restant sera stocké dans la cuvette et partiellement évacué dans le temps à partir d'une vidange de fond de forme circulaire (figure 4-11).



Figure (4. 11) : Vidange de fond de la retenue

Conclusion Générale

Conclusion Générale :

L'étude sur les inondations en Algérie établie par l'ANRH montre que le pays est confronté au phénomène de crues et d'inondations très destructives dans les régions arides et semi-arides. Les dégâts humains et matériels causés par ces inondations ont été toujours très élevés. Le travail effectué dans ce mémoire consiste à proposer quelques solutions de protection contre les inondations et les crues destructives en milieu urbain et rural de ces régions. Ce travail est organisé en quatre chapitres, qui sont les suivants :

Chapitre 1 Aperçu général sur les inondations et Présentation du site

Chapitre 2 : Traitement et ajustement statistique des données pluviométriques

Chapitre 3 : : Calcul des débits pluviaux Dans la région de Ouargla

Chapitre 4 : Calcul des débits pluviaux et aménagement hydraulique en milieu rural.

Le premier chapitre aperçu général sur les inondations, donne les différents types et les causes d'inondations, d'autre part, il présente le site d'étude qui est la ville de Ouargla qui se situe dans le Nord-Est de l'Algérie plus précisément dans la partie septentrionale du Sahara algérien.

Les inondations à Ouargla et ses environs sont principalement causés par le ruissellement urbain lorsque cette dernière reçoit des pluies plus au moins intenses et prolongées dans le temps.

La cuvette de Ouargla est traversée par plusieurs grands oueds (Mya, M'Zab et N'sa) à sec qui ne sont pas actifs mais il existe toujours une certaine probabilité que ces oueds provoquent de fortes inondations. Actuellement les crues de ces oueds les plus fréquentes sont de période de retour de 10 ans.

Le deuxième chapitre de ce mémoire fournit le traitement et l'ajustement statistique des données pluviométriques de deux stations Ouargla et Ghardaia. Le test d'homogénéité de Wilcoxon appliqué aux données pluviométriques de ces deux stations montre que les pluies sont homogènes et proviennent de la même population, c'est-à-dire stations ne comportent pas des erreurs aléatoires et peuvent être appliquées pour calculer d'une façon très fiable les débits max. de crues des bassins versant. L'ajustement statistique appliqué à ces données a montré que ces dernières s'adaptent mieux aux lois de distribution statistiques couramment utilisées en Algérie. Les valeurs des pluies fréquentielles de la loi log-normale qui est d'ailleurs recommandée pour les régions arides ont été retenues pour la suite de l'étude de protection contre les inondations.

Le troisième chapitre comporte deux volets, le premier, calcul des débits max. de crue des petits bassins versants urbains, le deuxième volet, la vérification du système de protection existant à Hai Ennassr (El Khafdji) et proposition d'autres variantes d'aménagement hydraulique.

Le réseau d'assainissement de la ville de Hai Ennassr (en particulier au centre-ville) qui est de type semi séparatif reçoit : les eaux provenant des quartiers résidentiels, les eaux drainées par les routes et les lignes de tramway.

Puisqu'il s'agit d'un réseau semi-séparatif, une partie des eaux de surface de la ville n'est pas véhiculée vers le réseau d'assainissement. Elle ruisselle gravitairement à travers les caniveaux vers l'exutoire (sebkhas).

Les sorties sur terrain et les calculs des débits max. de crue ont montré que le canal ceinture existant peut véhiculer un débit $Q = 16.8m^3/s$ provenant des bassins versant du côté nord est de la ville. Ce débit est proche au débit max. fréquentiel que nous avons calculé $T = 50 - 100 ans$. Le canal est parfaitement dimensionné et peut véhiculer un débit max. de crue de période de retour rare ce qui permet d'éviter les inondations de la ville de Hai Ennassr.

Concernant les points bas (relief plat) de la ville nous avons proposé un système de drainage simple, efficace et moins coûteux, il s'agit des bassins d'évaporation réalisés en parallèle des routes et des lignes de tramway. Un exemple de calcul et dimensionnement de ce type de bassin est présenté dans notre étude (cas de drainage de la route et des lignes de tramway au niveau de la station de la gare routière de ouargla).

En cas d'absence d'exutoire et impossibilité de construire des bassins d'évaporation on propose aussi, un système de drainage qui absorbe de l'eau vers la nappe phréatique à partir des puits d'infiltration. Un exemple de calcul et de drainage de la route au-dessous du pont d'évitement d'El Khafdji à partir de ces puits est présenté dans cette présente étude.

Plus loin de la ville, l'assainissement des routes est simple, il s'agit de vérifier les pentes des route ($\sim 4\%$) pour qu'elles assurent l'écoulement des deux coté vers les sols adjacents et par conséquent leur infiltration dans ces sols ou leur évaporation dans l'air.

Le quatrième chapitre est consacré à l'aménagement des oueds en dors de la ville. Il s'agit de l'assainissement routier de la route N'Goussa – el Hadjeira au lieu d'intersection avec deux oueds :

Oued N'sa et oued M'zab. Après avoir calculé les débits max de crues des ces oueds nous avons proposé la construction de deux ponts, le premier sur oued M'Zab avec une longueur de 104 m (10 travées) et une hauteur de 4,5 m, le deuxième sur oued N'Sa avec une longueur de 140 m (12 travées) et une hauteur de 4,3 m.

Concernant oued M'ya qui traverse la ville de Ouargla, les informations provenant des services hydrauliques (ANRH, ABH DHW) précisent qu'aucune crue n'est arrivée jusqu'à la ville de Ouargla, les eaux de crues s'infiltrant directement dans la nappe phréatique en amont de la ville. Pour se protéger des crues exceptionnelles qui peuvent atteindre la ville avec une probabilité au dépassement de 2%, c'est-à-dire les crues qui peuvent se produire en moyenne 1 fois tous les 50 ans, la sortie sur terrain nous a permis de trouver une cuvette pour stocker des quantités importantes de l'eau de la crue $Q_{50ans} = 4000m^3/s$ à partir par une digue de protection. Le meilleur endroit de construction de la digue de protection sur oued Mya est celui qui se trouve à une distance de 15 km de la ville de Ouargla (existence d'un rétrécissement de la section de l'oued entouré de petits colliges permettant d'accumuler les eaux de crues dans la cuvette en amont de la ville. La digue est de type déversoir à paroi épaisse. Sa longueur est de 20m, elle permet d'évacuer un débit $Q = 1000m^3/s$, au dessus de la digue (la lame déversante est de 2m). Le volume du débit $Q = 3000m^3/s$ restant sera stocké dans la cuvette et partiellement évacué dans le temps à partir d'une vidange de fond de forme circulaire à un diamètre de 2m.

Bibliographie

1. BOUTOUTAOU D. (2018). Calcul des débits des petits bassins versants ($A < 4km^2$) pour les aménagements routiers. 1^{er} Séminaire Maghrébin sur l'Eau et l'Environnement dans les Zones Arides (SMEEZA-1) : Eau et Santé. Ouargla. (<https://dspace.univ-ouargla.dz/jspui/bitstream/123456789/13972/1/BOUTOUTAOU%20Djamel.pdf>).
2. . BOUTOUTAOU D.(2014). Méthode de calcul des débits de crues des oueds de l'Algérie. Revue scientifique et technique. LJEE N°24&25 Juin-Déc.2014. Alger (<file:///C:/Users/Djamel/Downloads/methode-de-calcul-des-crues-des-oueds-de-l%E2%80%99algerie-method-of-calculating-of-floods-the-wadis-of-algeria.pdf>)
3. BOUTOUTAOU D.(2007). Les laves torrentielles et la catastrophe de Bab El Oued. Séminaire national sur « Les catastrophes naturelles liées au climat » 6 et 7 novembre. INFR. Oran
4. DUBREUIL P. (1974). Initiation à l'analyse hydrologique. Masson et Cie, éditeur. 216 p. Paris.
5. GARACHKOV P. (1979). Calculs hydrologiques. Ed. Hydro-météo.. Leningrad (en russe)
6. SOKOLOVSKI D.L. (1945) Calculs hydrologiques pour la conception des ponts. Ed. Hydro-météo. Moscou.
7. TAIBI A. (1997). Etude fréquentielle des crues « Eau et Sol d'Algérie » ANRH. Alger.
8. VLADIMIROV AM. DROUGININ V.C. (1992). Recueil des exercices et problèmes en hydrologie Ed. hydro-météo. Leningrad.