

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VALLEE DES JARDINS
CONTRE LES INONDATIONS W. MOSTAGANEM**

PRESENTE PAR :
MATARI Abdelhak

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} B. TOUAIBIA	Professeur	Président
M ^r A. ZEROUEL	M. C. B	Examineur
M ^r BOUZIANE	M. A. A	Examineur
M ^r A. OSMANI	M. A. A	Examineur
M ^r I. ZAIBAK	M. A. A	Promoteur

Session - 2017

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A ma mère qui est être cher et celle qui m'a bercé d'un amour sincère

A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance

A mes frères ma sœur, ma richesse sur cette terre

A toute ma famille MATARI

A tous mes amis

A tous mes collègues de L'ENSH

A toutes les personnes qui m'ont aidé à la comprendre

Abdelhak

Remerciement

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail

Arrivé au terme de ce mémoire, il m'est particulièrement agréable d'exprimer ma gratitude et mes remerciements à tous ceux qui, par leurs enseignements, leurs soutiens et leurs conseils, m'ont aidé à sa réalisation.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma gratitude à mon encadreur **Mr I. ZAIBAK** qui m'a honoré de sa confiance en m'acceptant et en croyant en mes capacités, je le remercie pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion, et j'ai particulièrement été impressionné par ses qualités scientifiques et humaines.

Je voudrais aussi remercier mes enseignants de l'école primaire à l'ENSH, ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Que Mesdames, Messieurs les membres du jury trouvent ici l'expression de ma reconnaissance pour avoir accepté de juger mon travail.

Je tiens remercier **mes parents** pour le soutien inconditionnel dont ils ont fait preuve depuis que mon projet professionnel est défini. Merci pour le soutien financier, moral, psychologique et matériel. Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous !

Un merci particulier à **Mr R. BOUZIDA** directeur technique d'AGC pour la qualité de leurs collaborations, leurs aides constantes et pour la façon efficace et amicale avec laquelle il a suivi ce travail.

Enfin, il me serait difficile d'omettre de remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ce travail. Qu'ils trouvent dans ses quelques lignes l'expression de mes sincères remerciements.

ملخص

الغرض من هذه الدراسة هو حماية وادي الحدائق بولاية مستغانم ضد الفيضانات الناجمة عن فيضان قنوات صرف مياه الأمطار.

تعتبر الخصائص المناخية وكذا خصائص الحوض من العناصر المهمة للدراسة الهيدرولوجية وذلك لغرض حساب كمية الأمطار وما يقابلها من تدفق، للحصول على التدفق الذي يسبب الفيضانات.

إن تشخيص الأرضية، والمحاكات الهيدروليكية للقنوات، تمكنا من تحديد الحالات الشاذة وتقييم قابلية التعرض للفيضان، ووفقا لهذا الدليل التشخيصي، اقترحنا بعض الحلول التي تطابق أفضل المعايير التقنية والاقتصادية لاختيار البديل المناسب والأفضل للمنطقة. وأخيرا، قمنا بمناقشة البديل المختار بالتفصيل مع تحديد فترة وتكاليف تنفيذ هذا المشروع.

Résumé

Cette étude a pour objectif de protéger la vallée des jardins W. MOSTAGANEM contre les inondations causées par les débordements du réseau de drainage des eaux pluviales.

Les caractéristiques climatiques ainsi celles du bassin versant sont des éléments importants de l'étude hydrologique pour calculer la quantité de précipitations et le flux correspondant pour obtenir le débit qui cause l'inondation.

Le diagnostic du terrain, et la simulation du fonctionnement hydraulique des canaux nous a permis de recenser les anomalies et évaluer la vulnérabilité de la région. Nous avons proposé selon la notice de ce diagnostic des solutions qui ont fait l'objet d'une étude technico-économique afin de retenir la variante la plus adéquate. Finalement, la variante retenue est traitée en détail avec la détermination du coût et la durée de réalisation du projet.

Abstract

The objective of this study is to protect the valley of the gardens W. MOSTAGANEM from flooding caused by overflowing of the rainwater drainage network.

Climatic and watershed characteristics are important elements of the hydrological study to calculate the amount of precipitation and the corresponding flow to obtain the flow that causes the flood.

The diagnosis of the terrain and the simulation of the hydraulic operation of the canals enabled us to identify anomalies and assess the vulnerability of the area. We have proposed, according to the leaflet of this diagnosis, solutions which have been the subject of a technical-economic study to decide which variant is the best and most suitable. Finally, the chosen variant is dealt with in detail with the determination of the cost and the duration of the project.

Tableau des matières

Introduction générale :	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction :	3
I.1 Localisation et situation géographique :	3
I.2 Situation topographique :	4
I.3 Situation climatologique :	5
I.3.1 Pluviométrie :	5
I.3.2 Températures :	5
I.3.3 Evaporation.....	6
I.3.4 Humidité :	7
I.3.5 Vents :	7
I.4 Situation géologique :	7
I.4.1 Géomorphologie et Géologie.....	7
I.4.2 Géologie régionale :	8
I.4.3 Géologie locale	10
I.4.4 Aperçu hydrogéologique	10
I.5 Sismicité :	13
I.6 présentation du bassin versant :	14
I.6.1 Notion d'un bassin versant :	14
I.6.1.1 Bassin versant topographique :	14
I.6.1.2 Bassin versant hydrogéologique	14
I.6.2 Présentation du bassin versant de la zone d'étude :	15
I.6.3 Caractéristiques morphologiques d'un bassin versant :	15
I.6.3.1 Surface :	15
I.6.3.2 Périmètre :	15
I.6.3.3 Indice de compacité de GRAVELIUS Kc :	16
I.6.3.4 Rectangle équivalent ou rectangle de GRAVELIUS :	16
I.6.4 Relief :	18
I.6.4.1 La courbe hypsométrique :	18
I.6.4.2 Les altitudes caractéristiques :	21

I.6.4.3 Indice de pente globale :	22
I.6.4.4 Dénivelé spécifique	22
I.6.4.5 Pente moyenne du bassin versant « Ipm ».....	23
I.6.5 Réseau hydrographique :	24
I.6.5.1 Pente moyenne de cours d'eau principale :	25
I.6.5.2 Densité de drainage :	25
I.6.5.3 Le temps de concentration :.....	26

Chapitre II : Historique sur les inondations

Introduction :.....	28
II.1 les inondations en général :	28
II.1.1 Principaux paramètres spécifiant l'aléa :	28
II.1.2 les différents types d'inondations :.....	29
II.1.2.1 Les inondations des plaines :.....	29
II.1.2.2 Les inondations par crues torrentielles :.....	29
II.1.2.3 Les inondations par ruissellement en secteur urbain :.....	29
II.1.2.4 Inondation pas remontées des nappes phréatiques :.....	29
II.1.2.5 Les coulées de boue :	30
II.1.2.6 Inondations par rupture d'une protection :.....	30
II.1.2.7 Inondations marines :	30
II.2 causes de formation des crues et des inondations	31
II.2.1 Influence du climat :.....	31
II.2.2 Les crues provoquées par les chevelus hydrographiques :.....	31
II.2.3 Le processus de formation des crues :.....	31
II.2.4 La période de retour de crues :	32
II.2.5 Paramètres influençant les inondations :.....	32
II.2.5.1 Influence des facteurs naturels :.....	32
II.2.5.2 Influence des facteurs anthropiques :.....	33
II.3 Causes d'inondation en Algérie :	33
II.3.1 Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations	33
II.3.2 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation)	33
II.3.3 Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières	34
II.4 Inventaire des inondations catastrophique en Algérie :	36
II.5 deux exemples des risques climatiques dans le milieu urbain :	38
II.5.1 Les inondations de BEB-El-OUED :	38

II.5.2 Les inondations de GHARDAIA :	38
II.6 Les inondations dans la zone d'étude :	39
Conclusion	40

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction :	42
III.1 Présentation de la station pluviométrique	42
III.2 Choix de la loi d'ajustement :	43
III.2.1 Ajustement de la série a la loi de GUMBEL :	44
III.2.1.1Présentation de la loi de GUMBEL :	44
III.2.1.2 Le procédé d'ajustement par la méthode graphique :	44
III.2.1.3 Le procédé d'ajustement par la méthode des moments :	45
III.2.1.4 Calcul des quantiles :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.5 Le procédé d'ajustement par la méthode de maximum de vraisemblance :	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique a la loi Galton :	46
III.2.2.1 Présentation de la loi de Galton (log-normale) :	46
III.2.2.2 procédé de l'ajustement :	46
III.2.3 Ajustement de la série pluviométrique a la loi de GEV :	48
III.2.3.1 Présentation de la loi des extrêmes généralisée « GEV » :	48
III.2.3.2 Calcul des quantiles :	48
III.3 teste de l'ajustement de Khi carré :	49
III.4 Pluies de courte durée	50
III.5 Etude des crues	53
III.5.1 Approche empirique :	53
III.5.1.1 Formule de SOKOLOVSKY	53
III.5.1.2 Formule de TURAZZA :	54
III.5.1.3 Formule de Mallet-Gauthier :	55
SOKOLOVSKY	55
III.5.1.4 Hydrogramme de :	56
III.5.2 Approche déterministe :	59
III.5.2.1 Présentation du model de calcul du processus d'infiltration « SCS curve number »	60
III.5.2.2 valeur de CN « Curve number » :	61
III.5.2.3 Présentation de model de calcul du processus d'écoulement direct « SCS unit hydrograph » :	62

III.5.2.4 Démarche de la modélisation :	63
III.5.2.4.1 Modélisation du bassin versant :	63
III.5.2.4.2 Modélisation des précipitations :	63
III.5.2.4.3 Simulation hydrologiques et visualisation des résultats :	63
Conclusion :	69

Chapitre IV : Analyse des conditions naturelle du fonctionnement des canaux et vulnérabilité de la zone d'étude

Introduction :	70
IV.1 Description générale	70
VI.2 Description des aménagements existants :	70
IV.3 Description des problèmes des inondations.....	72
IV.4 Vérification du fonctionnement hydraulique du réseau existant :	75
IV.4.1 Présentation du logiciel de modélisation HEC-RAS	75
IV.4.2 Les équations mise en jeu	75
IV.4.2.1 Le cas stationnaire :	75
IV.4.2.2 Cas instationnaire :	77
IV.4.3 Banque de donnes nécessaire a l'application du code de calcul HEC-RAS :	78
IV.4.4 Modélisation du réseau existant :	78
Conclusion	88

Chapitre V : Etude bibliographique sur les moyens de protection contre les inondations

Introduction :	89
V.1 Aménagement des cours d'eau	89
V.1.1 Définition d'un cours d'eau	89
V.1.2 C'est quoi l'aménagement d'un cours d'eau ?	89
V.1.3 Techniques d'aménagements d'un cours d'eau	89
V.1.3.1 Recalibrage.....	89
V.1.3.2 Dragage (approfondissement du lit).....	90
V.1.3.3 Rectification	91
V.1.3.4 Reprofilage.....	92
V.1.3.4 Canalisation (bétonnage des berges et parfois du fond)	92
V.1.3.5 Endiguement	92
V.1.3.6 La restauration.....	93
V.1.3.7 L'entretien.....	93

V.1.4 Techniques de protection des berges	94
V.1.4.1 Les techniques végétales de protection des berges :	94
V.1.4.2 Matériaux granulaires pour protéger les berges	100
V.2 Ouvrage de protection contre les inondations	101
V.2.1 Ouvrage d'écrêtements des crues :	101
V.2.2 Bassin de rétention	102
V.2.3 Seuils	102
V.2.4 Mur anti crues	103
V.2.4.1 Endiguement	103
V.2.4.2 Mur en béton ou panneaux	104
V.2.5 Ouvrages de ralentissement dynamique	104
V.2.5.1 Ouvrage en versant	104
V.2.5.1 Embroussaillage	104
Conclusion	104

Chapitre VI : Etude des variantes

Introduction :	105
VI.1 Description des variantes proposées :	105
VI.1.1 Première variante : Tunnel et galerie	105
VI.1.1.1 Généralité sur l'écoulement a surface libre	105
VI.1.1.2 Types d'écoulement :	106
VI.1.1.3 les paramètres géométriques :	107
VI.1.1.4 Paramètre hydraulique	109
VI.1.1.5 cas particulier de la forme circulaire	110
VI.1.2 Deuxième variante : bassin de rétention avec débit de fuite vers une galerie	110
VI.1.2.1 Définition d'un bassin de rétention :	111
VI.1.2.2 Avantages et inconvénients :	111
VI.1.2.3 Condition et domaine d'utilisation :	111
VI.2 Etude des variantes :	112
VI.2.1 Etude de la première variante :	112
VI.2.1.1 Choix de la formule de dimensionnement :	112
VI.2.2 Etude de deuxième variante :	115
VI.2.2.1 Choix de la formule :	115
VI.3 Evaluation financière et comparaison des couts des variantes :	122
VI.3.1 Variante 1 : bassin de rétention avec débit de fuite vers une galerie projetée	123

Les bassins de rétention	124
VI.3.2 Variante 2 : tunnel et galerie.....	125
VI.4 Choix de la variante	125
VI.5 Impact sur le canal existant de l'Oued Ain-Sefra.....	126
Conclusion :	126

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	127
VII.1 Généralité :	127
VII.1.1 Roles et responsabilité des intervenants sur chantier :	127
VII.1.2 Les moyens de chantier :	127
VII.1.2.1 Les moyens humains :	127
VII.1.2.2 Les moyens matériels :	127
VII.3 Installation du chantier	128
VII.3.1 Installations destinées au personnel :	128
VII.3.3 Installations destinées au stockage des matériaux :	128
VII.4 Succession des opérations du chantier	128
VII.4.1 Travaux préparatoires.....	128
VII.4.2 execution de l'ouvrage	128
VII.4 Détermination des différents volumes.....	129
VII.4.1 Volume de déblais de la galerie	129
VII.4.2 Volume du béton	129
VII.4.2.1 Volume du béton du revêtement de la galerie	129
VII.5 Devis quantitatif et estimatif des travaux	130
Conclusion :	130
Conclusion générale :	133

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Réapparition mensuelle de la précipitation	5
Tableau I.2 : Température mensuelle moyenne, minimales et maximales.....	5
Tableau I.3 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration	6
Tableau I.4 : Valeur mensuelle de l'humidité relative	7
Tableau I.5 : Valeur mensuelle de la vitesse du vent	7
Tableau I.6 : Cordonnées géographique des deux profiles	10
Tableau I.7 : Les coordonnées géographiques (WGS 84 métriques) du puits observé	11
Tableau I.8 : Caractéristique du bassin versant	16
Tableau I.9 : Répartition des surfaces élémentaires de BV1	18
Tableau I.10 : Répartition des surfaces élémentaires de BV2	19
Tableau I.11 : Répartition des surfaces élémentaires de BV3	19
Tableau I.12 : Répartition des surfaces élémentaires de BV 4	20
Tableau I.13 : les altitudes caractéristiques	21
Tableau I.14 : Classification du relief	22
Tableau I.15 : Indice de pente global et classification.....	22
Tableau I.16 : Classification du relief	23
Tableau I.17 : Dénivelée spécifique.....	23
Tableau I.18 : Pente moyenne du bassin versant	24
Tableau I.19 : Pente moyenne du cours d'eau principale	25
Tableau I.20 : Densité de drainage.....	25
Tableau I.22 : Temps de concentration.....	26
Tableau I.23 : Vitesse de ruissellement	27
Tableau I.22 : Récapitulation des caractéristiques hydro morpho métriques des sous bassins	27
Tableau II.1 : Habitation construites en zones inondables.....	35
Tableau III.1 : station pluviométrique de MOSTAGUM SCS (1977-2010)	42
Tableau III.2 : pluie maximale journalière de la station de MOSTAGUM SCM	42
Tableau III.3 : Caractéristique de la série.....	43
Tableau III.4 : les paramètres de la loi de GUMBEL	46
Tableau III.5 : Les paramètres de la loi de Gumbel issus de la méthode des moments	46
Tableau III.6 : Ajustement à la loi de Gumbel « méthode des moments ».....	46
Tableau III.7 : calcul des quantiles	47
Tableau III.8 : résultats obtenus par le logiciel HYFRAN (méthode des moments)	48
Tableau III.9 : Les paramètres de Galton (la loi log-normale)	49
Tableau III.10 : calcul des quantiles a la loi de Galton	49
Tableau III.11 : Calcul des quantiles par la loi de GEV	50
Tableau III.12 : résultat de Khi ²	51
Tableau III.13 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T.....	52
Tableau III.14 : précipitation probable pour un Tc.....	52
Tableau III.15 : Débit max par la formule de SOKOLOVSKY.....	55
Tableau III.16 : Débit max par la formule de TURAZZA.....	55
Tableau III.17 : Débit max par la formule de Mallet-Gauthier	56
Tableau III.18 : résultats des formules empiriques pour T=100	56
Tableau III.19 : catégories d'occupation du sol et valeurs de CN.....	61

Tableau III.20 : Coefficient d'imperméabilité des BV	62
Tableau III.21 : les entrées du HEC-HMS	63
Tableau III.22 : Résultats des deux approches	69
Tableau IV.1 : Caractéristiques physiques de segments du canal.....	71
Tableau IV.2 : Caractéristiques du réseau des eaux pluviales	72
Tableau VI.1 : Dimensionnement de la galerie	114
Tableau VI.2 : les débits de fuite	116
Tableau VI.3 : Volume totale des bassins de rétention pour BV1	117
Tableau VI.4 : Volume totale des bassins de rétention pour BV2	118
Tableau VI.5 : Volume totale des bassins de rétention pour BV3	119
Tableau VI.6 : Volume totale des bassins de rétention pour BV4	121
Tableau VI.7 : capacités des bassins de rétention adoptées dans chaque bassin versant	121
Tableau VI.8 : dimensionnement de la galerie	122
Tableau VI.9 : cintre de blindage de la galerie	122
Tableau VI.10 : estimation du cout d'un bassin de rétention capacité de 20000m ³	123
Tableau VI.11 : estimation du cout d'un bassin de rétention capacité de 15000 m ³	123
Tableau VI.12 : estimation financière de la variante N°1	124
Tableau VI.13 : estimation financière de la variante N°2	125
Tableau VI.14 : estimation des couts des variantes	125
Tableau VI.15 : débits spécifiques de crues de différentes fréquences	126
Tableau VI.15 : estimation financière de la variante retenue	131

Liste des figures

Figure I.1 : image satellitaire de la vallée des jardins (1 /24000)	3
Figure I.2 : Courbe de niveau (1/10000)	4
Figure I.3 : Model Numérique pour la topographie de la vallée des jardins (1/35000)	4
Figure I.4 : répartition des précipitations mensuelles interannuelles.	5
Figure I.5 : Répartition mensuelle des températures	6
Figure I.6 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle	6
Figure I.7 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	7
Figure I.8 : Vue panoramique sur la vallée des jardins	8
Figure I.9 : Carte géologique de la région de Mostaganem 1/—.....	9
Figure I.10 : Formation du calabrien (Quaternaire ancien)	10
Figure I.11 : Implantation des profils de résistivités électriques.	11
Figure I.12 : Puits dans la formation du Calabrien (Quaternaire ancien).	11
Figure I.13 : Modèle de résistivité électrique du profil P 01	12
Figure I.14 : Modèle de résistivité électrique du profil P 02	12
Figure I.15 : Transept hydrogéologique de la zone d'étude	13
Figure I.16 : la carte des zones sismique en Algérie	13
Figure I.17 : Bassin versant	14
Figure I.18 : limite de bassin Bassin versant (1/35000)	15
Figure I.19 : Rectangle équivalent BV1	17
Figure I.20 : Rectangle équivalent BV2	17
Figure I.21 : Rectangle équivalent BV3	17
Figure I.22 : Rectangle équivalent BV4	17
Figure I.23 : courbe hypsométrique BV1	18
Figure I.24 : courbe hypsométrique BV2	19
Figure I.25 : courbe hypsométrique BV3	20
Figure I.26 : courbe hypsométrique BV4	21
Figure I.27 : Les cours d'eau dans les bassins versants.....	14
Figure II.1 : inondation par remontées des nappes phréatiques (Boubchir,2007)	30
Figure II.2 : inondation du 10/11/2001 a Bab El-Oued (Alger)	39
Figure II.3 : Inondation en Ghardaia (10/2008)	40
Figure III.1 : Positionnement de la station pluviométrique	45
Figure III.2 : Graphe d'Ajustement a la loi de GUMBEL	45
Figure III.3 : Ajustement a la loi de Gumbel « méthode des moments »	47
Figure III.4 : Ajustement a la loi de Galton « maximum vraisemblance »	49
Figure III.5 : Ajustement a loi de GEV	50
Figure III.6 : Courbes des pluies-durées-fréquences.....	53
Figure III.7 : courbes intensités-durées fréquences.....	53
Figure III.8 : Hydrogramme de crue BV1	57
Figure III.9 : Hydrogramme de crue BV2.....	57
Figure III.10 : Hydrogramme de crue BV3	58
Figure III.11 : Hydrogramme de crue BV4.....	58
Figure III.12 : la relation pluie-débit : Production et transfert	60
Figure III.13 : Occupation du sol (1/30000)	62

Figure III.14 : représentation du schéma d'écoulement sur HEC-HMS	64
Figure III.15 : Débit max au niveau de BV1	64
Figure III.16 : Hydrogramme de crue au niveau de BV1	65
Figure III.17 : Débit max au niveau de BV2	65
Figure III.18 : Hydrogramme de crue au niveau de BV2	65
Figure III.19 : Débit max au niveau de BV3	66
Figure III.20 : Hydrogramme de crue au niveau de BV3	66
Figure III.21 : Débit max au niveau de BV4.....	67
Figure III.22 : Hydrogramme de crue au niveau de BV4	67
Figure III.23 : Débit max au niveau de l'exutoire	68
Figure III.24 : Hydrogramme de crue au niveau de l'Exutoire	68
Figure IV .1 : Schéma de du réseau existant	71
Figure IV.2 : les points noirs situés dans la zone d'étude.....	73
Figure IV.3 : section d'un dalot.....	74
Figure IV.4 : Passage busé.....	74
Figure IV.5 : Conservation de la charge entre deux sections HEC-HMS	76
Figure IV.6 : Découpage de la section pour le calcul du frottement HEC-HMS	77
Figure IV.7 : élément de volume élémentaire de contrôle HEC-HMS	77
Figure IV.8 : option Geometric Data.....	78
Figure V.9 : Réseau de drainage	79
Figure IV.10 : option steady flow data	79
Figure IV.11 : Injection des débits	79
Figure IV.12 : profil en travers d'une section pour le canal 1 et 2	80
Figure IV.13 : profil en long de ligne d'eau du canal 1et 2	80
Figure IV.14 : Profil en long de ligne d'eau du canal 3.....	81
Figure IV.15 : profil en travers d'une section du canal 3	81
Figure IV.16 : profil en travers d'une section du canal 4	82
Figure IV.17 : profil en long de ligne d'eau du canal 4.....	82
Figure IV.18 : profil en travers d'une section du canal 5+6	83
Figure IV.19 : profil en long de ligne d'eau du canal 5+6	83
Figure IV.20 : profile en travers du canal 7	84
Figure IV.21 : Figure : profil en long de ligne d'eau du canal 7	84
Figure IV.22 : profile en travers du canal 8.....	85
Figure IV.23 : profil en long de ligne d'eau du canal 8	85
Figure IV.24 : profil en travers de drain de drainage.....	86
Figure IV.25 : profil en long de ligne d'eau du drain en terre	86
Figure IV.26 : profil en travers du canal vers la galerie existante.....	87
Figure IV.27 : profil en long de ligne d'eau du vers la galerie existante.....	87
Figure IV.28 : profil en long de ligne d'eau du vers la galerie existante.....	88
Figure V.1 : Recalibrage d'un cours d'eau (Hachemi,2014)	90
Figure V.2 : Dragage d'un cours d'eau	91
Figure V.3 : Rectification d'un cours d'eau.....	91
Figure V.4 : reprofilage d'un cours d'eau.....	92
Figure V.5 : endiguement d'un cours d'eau.....	92
Figure V.6 : restauration d'un cours d'eau.	93
Figure V.7 : Entretien d'un cours d'eau7	93

Figure V.8 : Ensemencement sur toile de jute, partiellement réussi. (Source : Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement).	96
Figure V.9 : Tapis vivant. Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement	96
Figure V.10 : Boutures. Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement.	97
Figure V.11 : Plançons (utilisées en reconstitution des berges). Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement	98
Figure V.12 : Fascines. (Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement.)	98
Figure V.13 : Treillis de branches. Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement	99
Figure V.14 : épis vivants (en plan et en coupe). Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement	99
Figure V.15 : Tunages et divers types de remblaiement de pied de berge. Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement	100
Figure V.16 : Ouvrages d'écêtement des crues. (www.lamaseillaise.fr)	102
Figure V.17 : Barrages d'écêtement des crues. (www.savoirs.essonne.fr)	102
Figure V.18 : Bassin de rétention a rejet limite. (www.sene news.fr)	102
Figure V.19 : Bassin de rétention par infiltration. (hmf.ensee.ht.fr)	102
Figure V.20 : Seuil en pierre. (www.cr-hautadour.com)	103
Figure V.21 : Seuils en bois. (www.riviere-yzeron.fr)	103
Figure V.22 : Endiguement des berges. (www.union-des-as 38.fr)	1
Figures VI.1 Ecoulement a surface libre (José VAZQUEZ (Systèmes Hydrauliques Urbains – ENGEES))	105
Figure. VI.2 Type d'écoulement (variabilité dans le temps) (José VAZQUEZ (Systèmes Hydrauliques Urbains – ENGEES))	106
Figures VI.3 : Types d'écoulement (variabilité dans l'espace) (José VAZQUEZ (Systèmes Hydrauliques Urbains – ENGEES))	106
Figure. VI.4 : Classification des écoulements (Bennis, 2009)	107
Figures. VI.5 : section mouillée d'un canal (Bennis,2009)	108
Figure.VI.6 : périmètre mouillée d'un canal (Bennis, 2009)	108
Figure.VI.7 : profondeur d'eau (Bennis, 2009)	109
Figure. VI.8 : surface partielle	113
Figure. VI.9 : calcul du volume par l'hydrogramme de crue	115
Figure. VI.10 : Volume a stocker du BV1	116
Figure. VI.11 : Volume a stocker du BV2	117
Figure. VI.12 : Volume a stocké du BV3	119
Figure. VI .13 : Volume à stocker du BV4	120

Liste des planches

Planche N°1 : Délimitation des zones inondable de Vallée des jardins W. MOSTAGANEM

Planche N°2 : Vue en plan de la galerie Vallée des jardins W. MOSTAGANEM

Planche N°3 : Profil en long de la galerie Vallée des jardins W. MOSTAGANEM

Planche N°4 : Profil en travers coupe A-A

Planche N°5 : Ouvrage d'aération

Introduction générale

Introduction générale :

Depuis l'aube des temps, l'homme a recherché à s'installer le long des plans d'eau et des rivières. Des civilisations ont prospéré dans les plaines inondables tirant parti des bienfaits qu'apportent les crues. Ces plaines inondables constituaient un lieu propice à l'établissement de populations humaines et au développement socio-économique étant donné que la présence de cours d'eau garantit, des sols fertiles, un approvisionnement en eau et des moyens de transport ; les crues, elles, reconstituent les zones humides, rechargent les eaux souterraines et concourent au progrès des pêcheries et de l'agriculture. Outre l'impérieuse et évidente nécessité de s'assurer une source d'eau potable, ces populations trouvaient dans les cours d'eau une source de nourriture, un moyen de transport et la puissance mécanique nécessaire au fonctionnement des moulins. Ces populations ont continué d'habiter les plaines inondables pour différentes raisons. Les rives des rivières et la plaine environnante sont des endroits plaisants pour y construire des maisons, la construction sur un terrain plat est moins coûteuse, et les services y sont plus faciles à installer. Pour se faire l'homme, suite à une explosion démographique trop exigeante en espace et en nourriture, a introduit des aménagements parfois inappropriés et mal réfléchis au fonctionnement naturel de ces plaines. L'homme a donc perturbé le tracé des cours d'eau, par des constructions sur le lit de la rivière et la pratique de certaines activités agricoles non maîtrisées qui concourait à l'accélération des phénomènes d'érosion et disparition du couvert végétal. Ces aménagements et ces pratiques introduits par l'homme ont engendré la naissance d'une nuisance qui n'était pas ressentie par les populations dans le passé, ces nuisances se présentent en un phénomène appelé *inondation* dont les dommages ont augmenté considérablement dans maints endroits et surtout ces dernières années.

L'Algérie, de sa part, est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Les exemples de Bab El Oued – Alger en 2001, de Sidi Bel Abbes en 2006, de Ghardaïa en 2008 et El Bayadh en 2011 sont frappant. Les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

Les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

L'inondation ne peut être, dans le cas de la vallée des jardins, qu'aléatoire ou accidentelle lors d'une crue produite par des pluies exceptionnelles, car elle se produit lorsque de l'eau en excès ne peut être évacuée par les voies naturelles (lits mineurs des cours d'eau) ou artificielles prévues à cet effet (réseaux d'évacuation des eaux pluviales).

Partant de ces considérations, le présent travail vise une étude de protection de la vallée des jardins contre les Inondations.

Afin de bien mener cette étude nous avons opté pour un plan de travail scindé en 9 chapitres :

- ✚ Présentation de la zone d'étude
- ✚ Historique sur les inondations
- ✚ Etude hydrologique
- ✚ Analyse des conditions naturelle
- ✚ Etude bibliographique sur les moyens de protection contre les inondations
- ✚ Etude des variantes
- ✚ Organisation de chantier

Chapitre I
Présentation de la zone
d'étude

Introduction :

Avant tout projet de protection contre les inondations, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençant la conception du projet.

Donc pour bien mener cette étude il est nécessaire de se renseigner sur le terrain du point de vu topographique, géologique, hydrogéologique et climatique.

I.1 Localisation et situation géographique :

La zone d'étude fait partie d'une vaste dépression située sur les territoires des communes de SAYADA, HASSI MEMECH et MOSTAGANEM au niveau du lieu-dit « vallée des jardins », Elle est limitée par :

- Nord-Est : RN N°90 A
- Nord-Ouest Sud-est : RN N°23 A
- Sud-Est : C.W N°7

La wilaya de Mostaganem dans ses limites actuelles se situe a environ 360 Km l'ouest d'Alger et a 80 Km a l'est d'Oran. C'est une wilaya côtière située au nord-ouest du territoire national. Elle couvre une superficie de 2 269 Km² et limité :

- A l'est par les wilaya de Chlef et Relizane .
- Au Sud par les wilayas de Mascara et de Relizane .
- A l'Ouest par les Wilaya d'Oran et de Mascara.
- Au Nord par la Mer Méditerranée.

Son littorale s'étend sur une longueur de 124 Km et traverser 08 communes. Elle est composée de 10 Daïras et 32 communes.

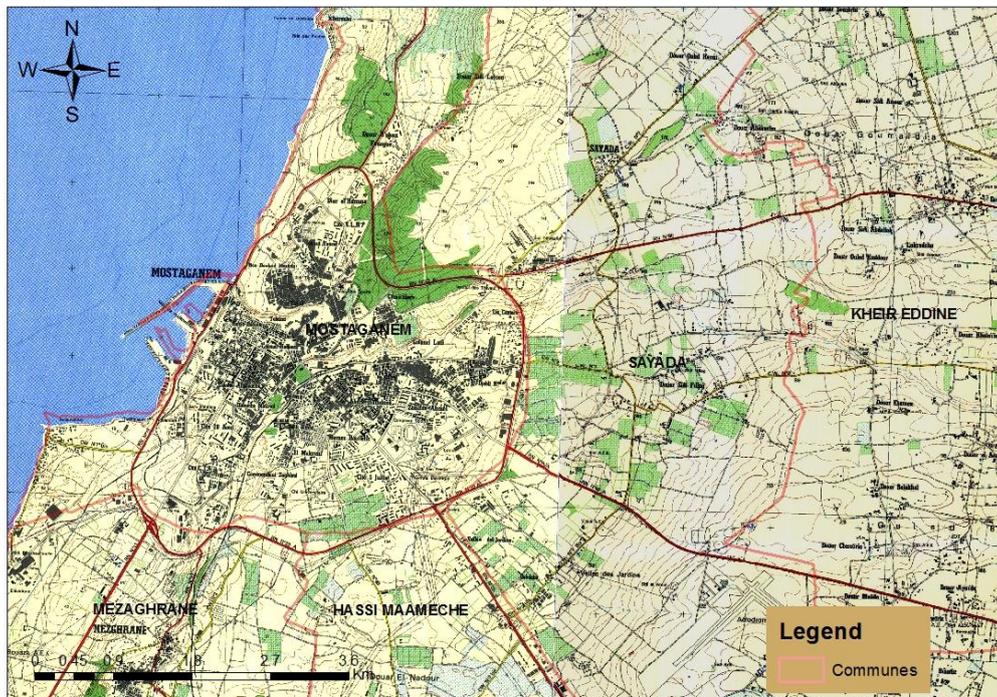


Figure I.1 : image satellitaire de la vallée des jardins (1 /25000)

I.2 Situation topographique :

Le levé de site s'est effectué sur une aire de 1,7 ha à l'échelle 1/500. Des points complémentaires ont accompagnés les profils géophysiques P01 et P02 respectivement de 143.64 m et 68.64 m de long.

Les résultats des levés indiquent un terrain pratiquement plat avec une pente faible variant de 0,03 % et 3,1 %. Les cotes maximales et minimales sont respectivement de 138,74 et 136.7 m, soit une dénivelée d'un mètre environ.

Des courbes de niveau ont été générées, indiquant un point bas vers l'aval du terrain au droit du canal existant.

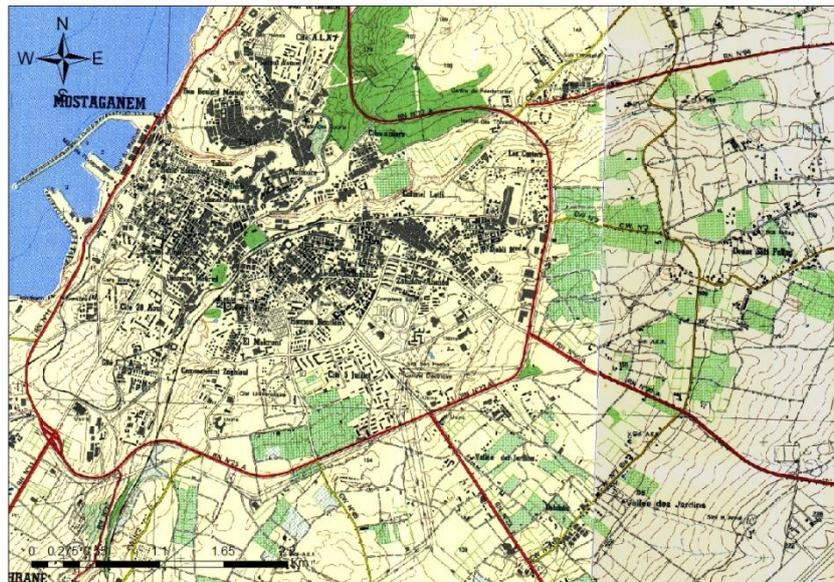


Figure I.2 : Carte Topographique MOSTAGANEM (1/25000)

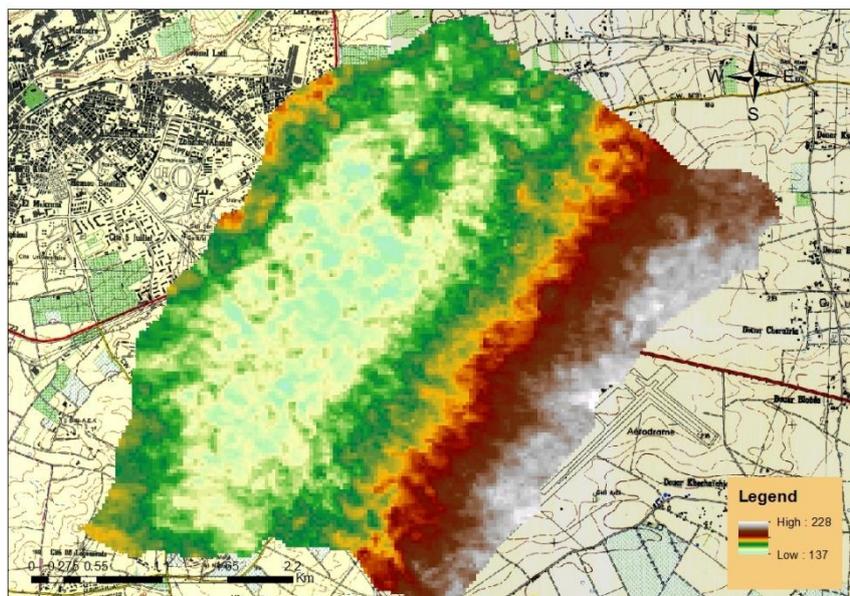


Figure I.3 : Model numérique de la vallée des jardins

I.3 Situation climatologique :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour le dimensionnement. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : Les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qu'ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Les données climatologiques sont fournies par différents secteurs spécialisés dans la mesure, le traitement et le stockage des données.

I.3.1 Pluviométrie :

Les précipitations constituent le facteur essentiel intervenant par les hauteurs totales annuelles, leur répartition mensuelle qui influence directement sur les régimes hydrologiques et leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices des crues.

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la précipitation

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuelle
Pmoy	8,9	43,8	57,7	74,4	43,1	46,7	29,0	33,9	33,5	5,2	1,6	3,4	381

Station de Mostaganem (ONM,1976-1984)

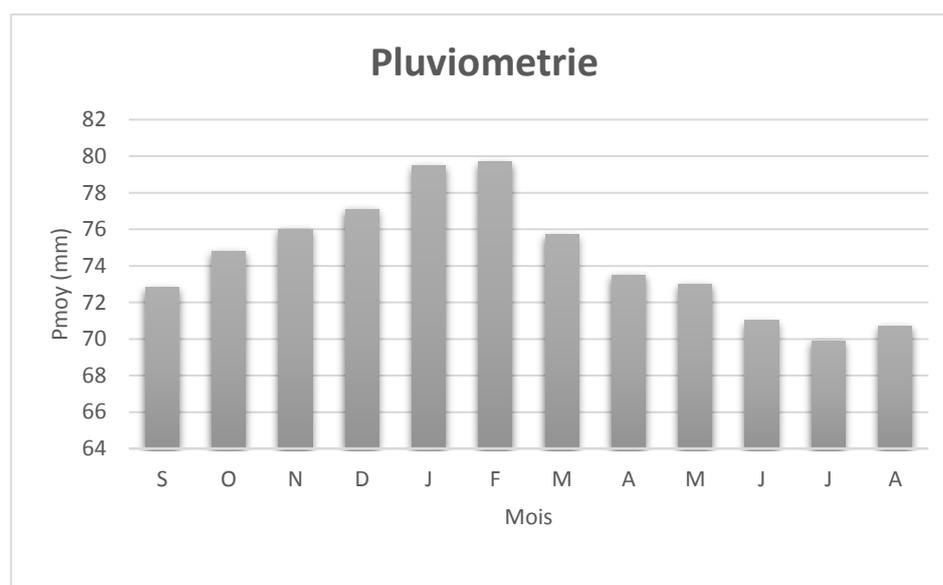


Figure I.4 : répartition des précipitations mensuelles interannuelles.

I.3.2 Températures :

Les données présentées dans le tableau suivant sont les températures moyennes mensuelles concernant la station de Mostaganem.

Tableau I.2 : Température mensuelle moyenne, minimales et maximales.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuelle
Tmoy	22.2	18.1	14.1	12.2	10.7	11.1	12.5	14.4	16.9	21.1	23.8	24.1	16.7

Station de Mostaganem (ONM,1976-1984)

L'analyse de ces données a permis d'identifier deux périodes :

- Une période froide de novembre à avril avec des températures moyenne inférieurs à 15°C, le mois de janvier étant le plus froid avec une température moyenne de 10.7°C.

- Une période chaude de mai à octobre avec une température moyenne supérieur 16°C, et les mois d’Aout et juillet sont les plus chauds avec un température moyenne de 24°C .
- Une température moyenne annuelle de 16.74°C.

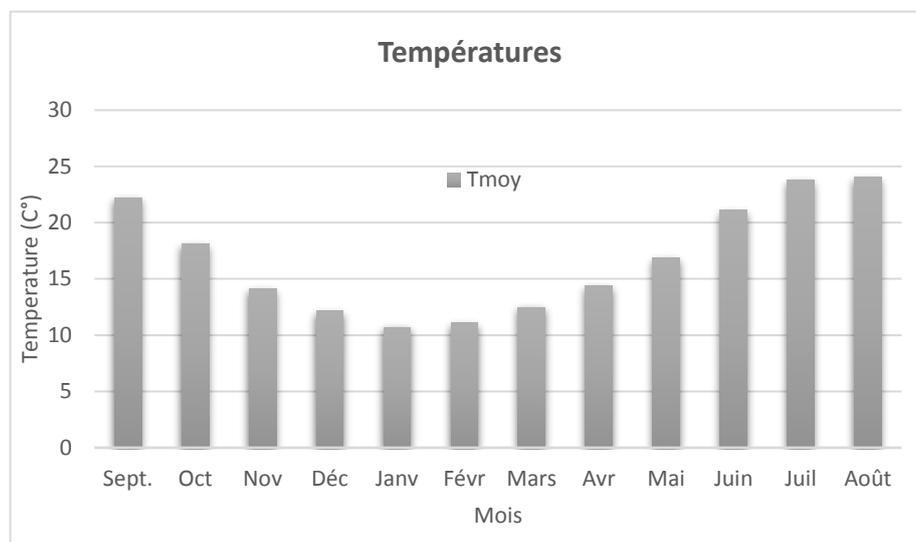


Figure I.4 : Répartition mensuelle des températures

I.3.3 Evaporation

L'évapotranspiration (ET) est la quantité 'eau transférée vers l'atmosphère, par l'évaporation au niveau du sol et par la transpiration des plantes.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de l'évapotranspiration mensuelle moyenne et interannuelle.

Tableau I.3 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration (mm)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	Mars.	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
ET	72.8	74.8	76	77.1	79.7	79.8	75.8	73.6	73	71.1	69.8	70.9

Station de Mostaganem 1993

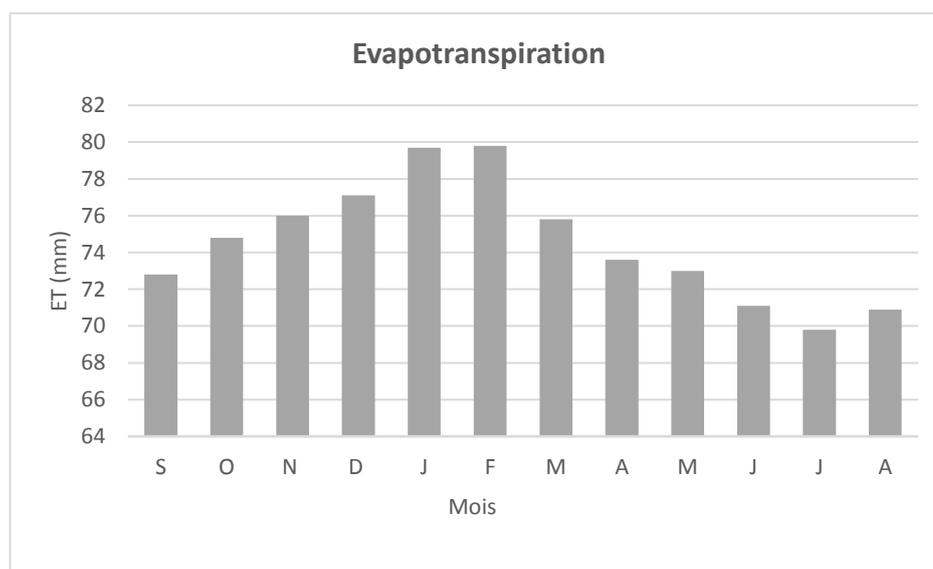


Figure I.5 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle

I.3.4 Humidité :

L'humidité relative de l'air, ou degré d'hygrométrie, correspond au rapport de la pression partielle de la vapeur d'eau contenu dans l'air sur la pression de vapeur saturante (ou tension de vapeur), à la même température .elle est donc une mesure de rapport entre le contenu en vapeur d'eau de l'air et sa capacité maximale à en contenir dans ces conditions . Ce rapport changera si on change la température ou la pression bien que l'humidité absolue de l'air n'ait pas changé.

Tableau I.4 : Valeur mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avri	Ma	Jui	Juil	Aou	Moyenn
	s	l	i	n	.	t	e
													Annuell
													e
Hmo	72,8	74,	76,0	77,	79,	79,	75,7	73,5	73,	71,0	69,	70,7	74,5
y		8		1	5	7			0		9		

Station de Mostaganem (ONM,1976-1984)

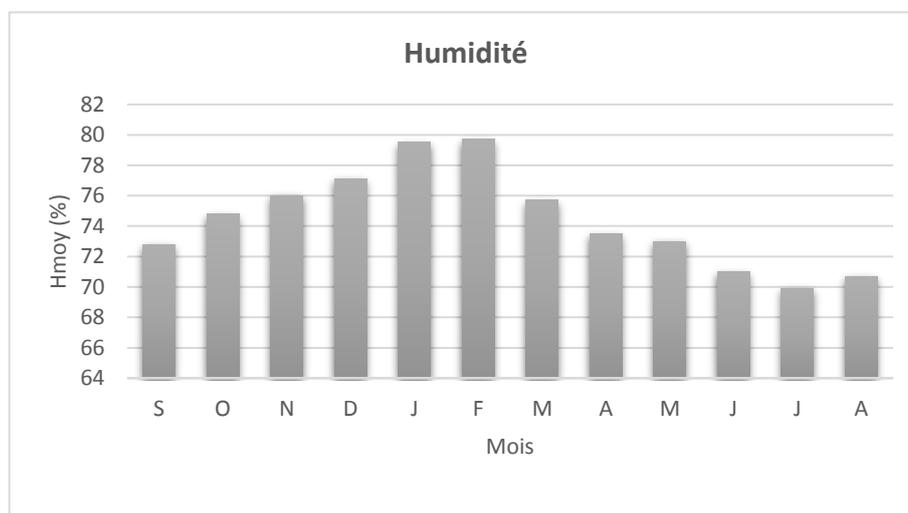


Figure I.7 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

I.3.5 Vents :

Les valeurs de la vitesse du vent (valeurs mensuelles en m/s) sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : variation mensuelle de la vitesse du vent

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Moyenne
													Annuelle
V(m/s)	0,9	1,2	0,9	1,5	0,9	1,3	1,1	1,2	1,3	0,9	1,0	0,9	1,1

Station de Mostaganem (ONM,1976-1984)

1.4 Situation géologique :

I.4.1 Géomorphologie et Géologie

La morphologie du relief en place montre que la vallée des jardins est une ancienne dépression, peut-être même lacustre (ancien lac).

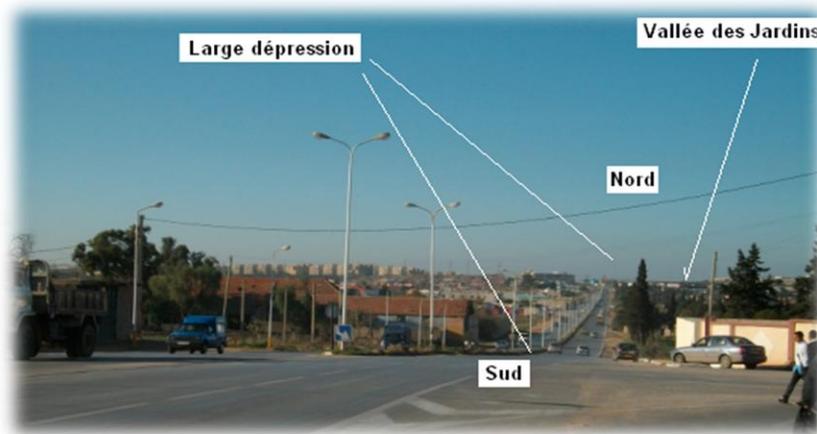


Figure I.8 : Vue panoramique sur la vallée des jardins

I.4.2 Géologie régionale :

Le plateau de Mostaganem est constitué de terrains marneux post-nappes du Néogène recouvert par des formations sablo-gréseuses du Quaternaire ancien (Calabrien). L'ensemble est compliqué par des ondulations anticlinales et synclinales. La vallée des Jardins est incluse dans une de ces structures synclinales

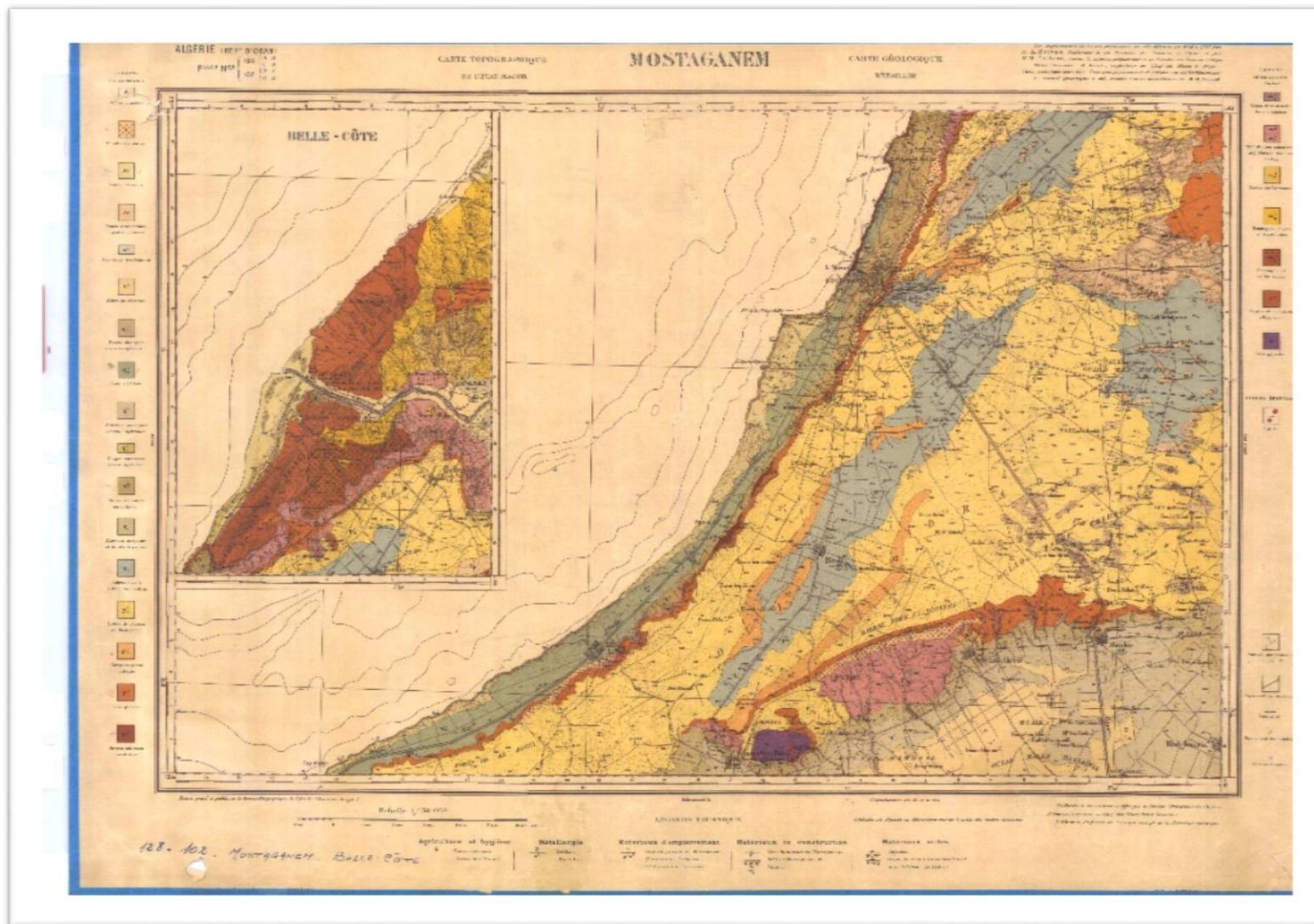


Figure I.9 : Carte géologique de la région de Mostaganem 1/5000

I.4.3 Géologie locale

La vallée des jardins appartient elle, à un ensemble géologique constitué de grès friable du Calabrien (Quaternaire ancien). Alternance de niveau sableux, gréseux à ciment calcaire de couleur jaunâtre, des lentilles calcairo-gréseuses s'y intercalent. Cette formation est surmontée d'une pellicule de sol végétal constituée de limons alluvionnaires récents.

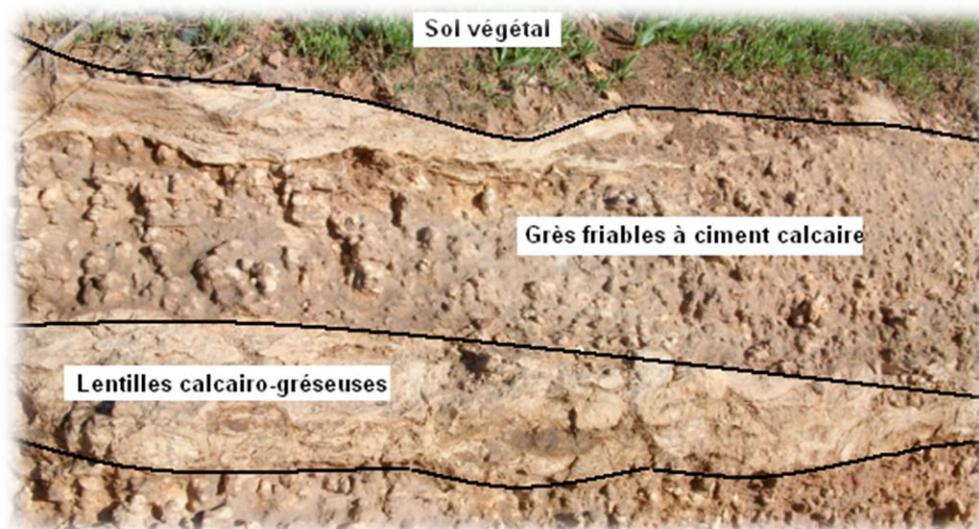


Figure I.10 : Formation du calabrien (Quaternaire ancien)

I.4.4 Aperçu hydrogéologique

Une prospection de géophysique a été menée en réalisant deux profils électriques au niveau d'un point bas de la dépression de la vallée des jardins (figure ci-après). Les coordonnées géographiques (WGS 84 métriques) des deux profils sont :

Tableau I.6 : Coordonnées géographique des deux profils

Profile	X (m)	Y (m)
P1	239951.01	3978862.38
P2	240231.43	3978781.94



Figure I.11 : Implantation des profils de résistivités électriques.



Figure I.12 : Puits dans la formation du Calabrien (Quaternaire ancien).

Tableau I.7 : Coordonnées géographiques (WGS 84 métriques) du puits observé

Intitulé	X(m)	Y(m)
Puits	240117.72	3978655.4

L'interprétation des données mis en relation avec les observations visuelles réalisées au niveau d'un puits existant (photographie précédente) a permis de mettre en évidence les structures internes du sol et du sous-sol et la compréhension de la dynamique du terrain par la détermination des ensembles litho/hydrologiques et des conditions aux limites liées à la présence de l'eau.

Les mesures de résistivités électriques ont permis de mettre en évidence les terrains suivants :

En surface les terrains ont des résistivités assez faibles de l'ordre de 20 Ohm.m, correspondant à la couche de sol pédologique superficielle. L'épaisseur de cette formation est inférieure à 1 m et reste perméable de par sa texture limono-sableuse (Sandy loam).

Sous cette couche et surtout vers le Sud-Est, apparait un niveau résistant, bien individualisé, sa résistivité est supérieure à 100 Ohm.m, correspondant à la formation sablo gréseuse sèche. Ce niveau résistant présente une épaisseur moyenne de 8 m. Il se biseaute au centre du profil pour disparaître vers l'ouest du profil où les terrains ont des résistivités inférieures à 40 Ohm.m. Ces dernières correspondent à des grès friables altérés.

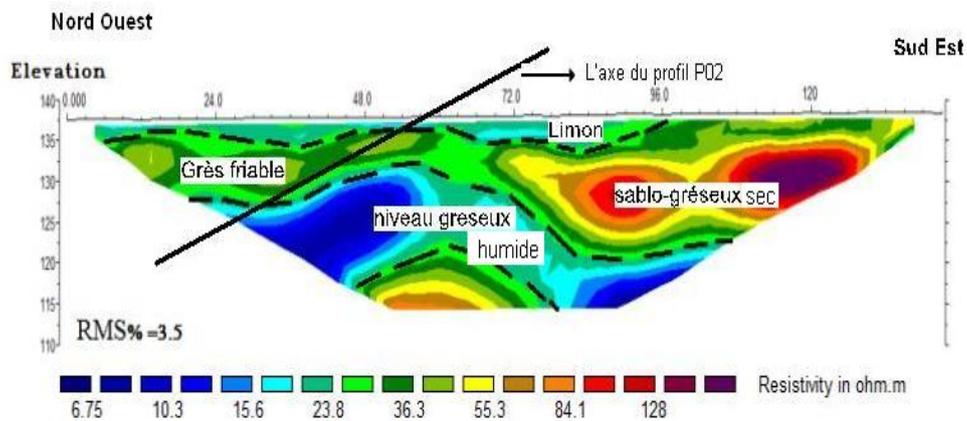


Figure I.13: Modèle de résistivité électrique du profil P 01

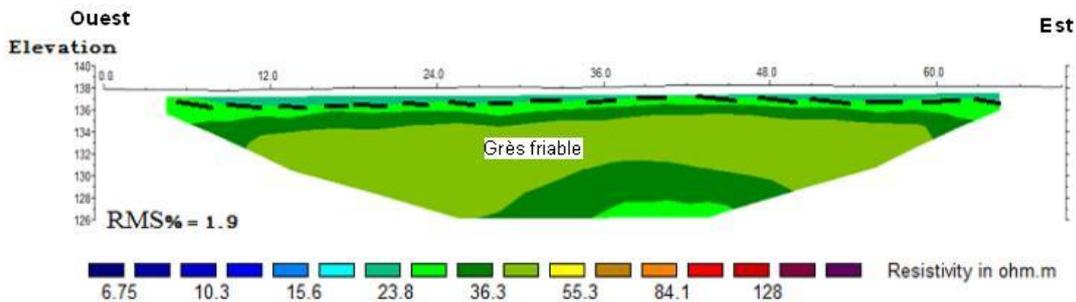


Figure I.14 : Modèle de résistivité électrique du profil P 02.

Plus en profondeur entre 15 et 20 m se trouvent des terrains de très faibles résistivités (< à 10 Ohm.m), ces derniers correspondent au niveau gréseux humide contenant l'aquifère.

Du point de vue hydrogéologique cette formation est perméable et renferme une nappe aquifère à environ 15 à 20 m de profondeur.

La prospection de géophysique électrique a été confrontée avec les observations visuelles réalisées au niveau d'un puits existant dans une parcelle d'un particulier.

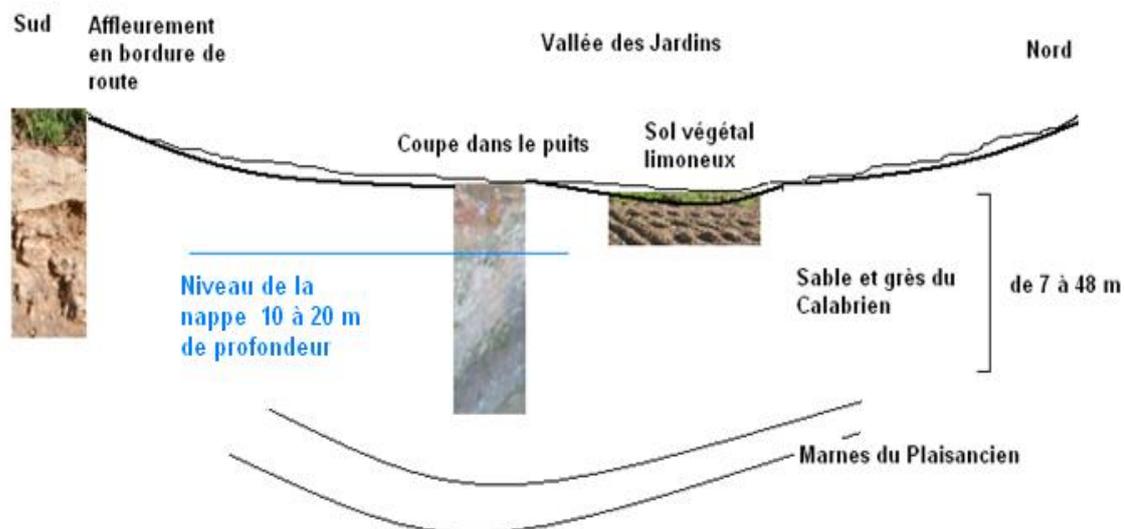


Figure I.15 : Transept hydrogéologique de la zone d'étude

I.5 Sismicité :

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques tectoniques algériennes. Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III: sismicité forte.

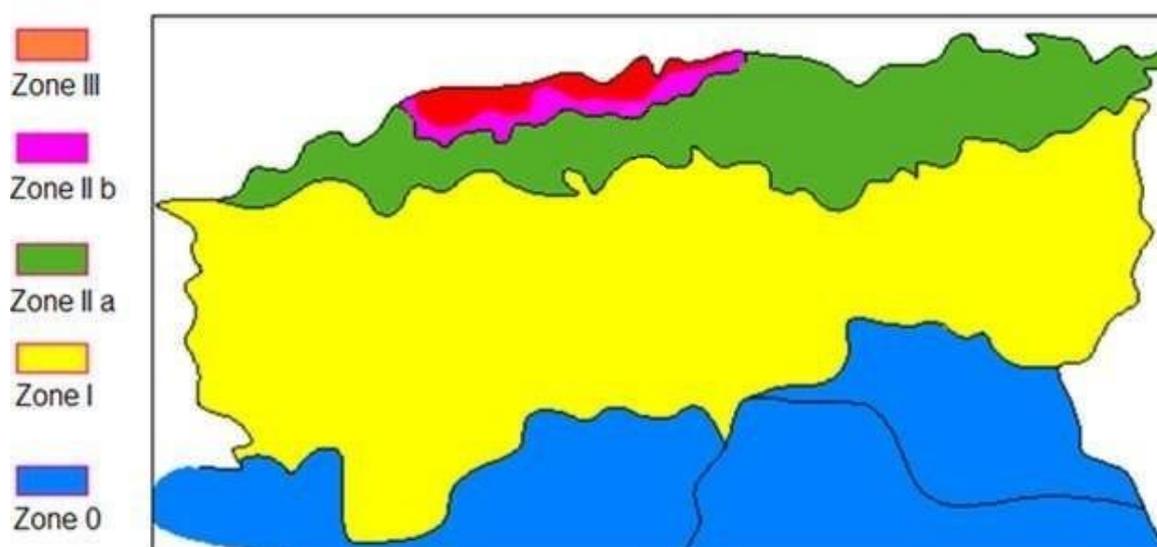


Figure I.16 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99

I.6 présentation du bassin versant :

Introduction :

Une étape indispensable dans chaque projet, qui nécessite une modélisation hydrologique, est l'étude du bassin versant sur lequel manifeste les précipitations et se transforme en écoulements. Une transformation qui diffère d'un bassin à l'autre selon les caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin et celles du réseau hydrographique.

Notre objectif est d'identifier et estimer ces caractéristiques afin de bien définir le bassin versant.

I.6.1 Notion d'un bassin versant :

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval.

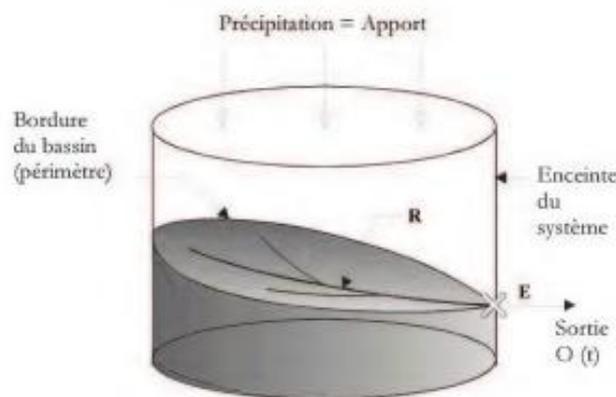


Figure I.17 : Bassin versant (Saad BENNIS 2009)

Selon la nature de terrain, on peut distinguer deux types de de bassin versant :

I.6.1.1 Bassin versant topographique :

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente.

I.6.1.2 Bassin versant hydrogéologique

Dans le cas d'une région au sous-sol perméable, il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin topographique s'infilte puis sorte souterrainement du bassin (ou qu'à l'inverse des eaux entrent souterrainement dans le bassin).

Dans ce cas, nous serons amenés à ajouter aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologique pour déterminer les limites du bassin versant. Cette distinction entre bassin topographique et hydrogéologique se justifie surtout pour les petits bassins. En effet, lorsque la taille du bassin augmente, les apports et les pertes souterraines ont plus de chance de se compenser.

N.B : pour notre cas on a pris en considération seulement la topographie, vue d'une part la grandeur de notre bassin, d'autre part l'absence des données géologique.

I.6.2 Présentation du bassin versant de la zone d'étude :

Notre zone d'étude « vallée des jardins » est concédée comme une zone plate, elle influencé par 4 bassins versants

- Bassin versant N°1 : coté Vallée des Jardins
- Bassin versant N°2 : coté HASSI MEMECH
- Bassin versant N°3 : coté MOSTAGANEM
- Bassin versant N°4 : coté SAYADA

Comme nous montre la figure suivante :

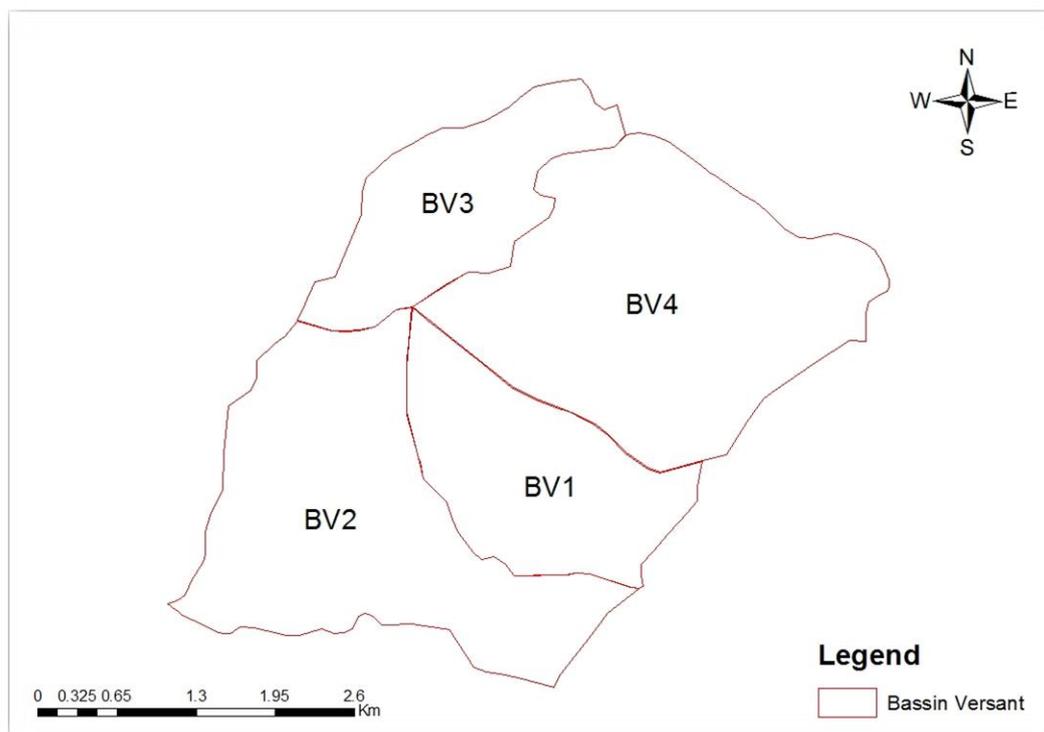


Figure I.18 : Limite de bassin versant

I.6.3 Caractéristiques morphologiques d'un bassin versant :

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état- major MOSTAGANEM NI – 31- XIX-11 EST et OUEST avec une échelle de 1/25000,

I.6.3.1 Surface :

La surface topographique du bassin versant « S » est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration). (B. TOUIBIA 2004)

Elle s'obtient par le logiciel du SIG. Sur une carte topographique de Mostaganem après que l'on y ait tracé les limites topographiques du bassin versant. Elle est exprimée généralement en Km².

I.6.3.2 Périmètre :

Le périmètre « P » correspond à la limite extérieure du bassin, formant son contour et caractérisant sa longueur. Il a été déterminé également par le logiciel de SIG. (B. TOUIBIA 2004)

Le périmètre d'un bassin versant est exprimé en « Km ».

I.6.3.3 Indice de compacité de GRAVELIUS K_c :

L'indice de compacité est un coefficient exprimant la forme du bassin versant, il est donné par la formule suivante :

$$K_c = \frac{0.28P}{\sqrt{S}}$$

(I.1)

- P : Périmètre du bassin versant.
- S : surface du bassin versant.
- Si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé.
- Si $K_c > 1 \Rightarrow$ bassin allongé.

I.6.3.4 Rectangle équivalent ou rectangle de GRAVELIUS :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions « L » et « l » ayant la même surface que le bassin versant .il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveaux sont des droites parallèles aux petits côtés de rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits coté (B. TOUAIBIA 2004) .

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = L * l \quad (\text{I.2})$$

- o La longueur « L » :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{I.3})$$

- o La largeur « l » :

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{I.4})$$

- K_c : indice de de compacité
- S : surface de bassin versant

Les caractéristiques du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.8 : Caractéristique du bassin versant

BV N° :	1	2	3	4	
S (Km ²)	2.85	5.31	2.45	5.97	
P (Km)	7.73	12.08	7.88	10.58	
K_c	1.28	1.47	1.4	1.21	
Rectangle	L (km)	2.87	4.97	3.16	3.56
Equivalent	l(km)	0.99	1.07	0.77	1.63

Les 4 bassins versants ont un K_c supérieur a 1 ce qui signifie qu'ils ont une forme allongée, et le temps de concentration sera long c.-à-d. l'eau de ruissèlement arrive progressivement dans la zone urbaine.

Rectangle Equivalent

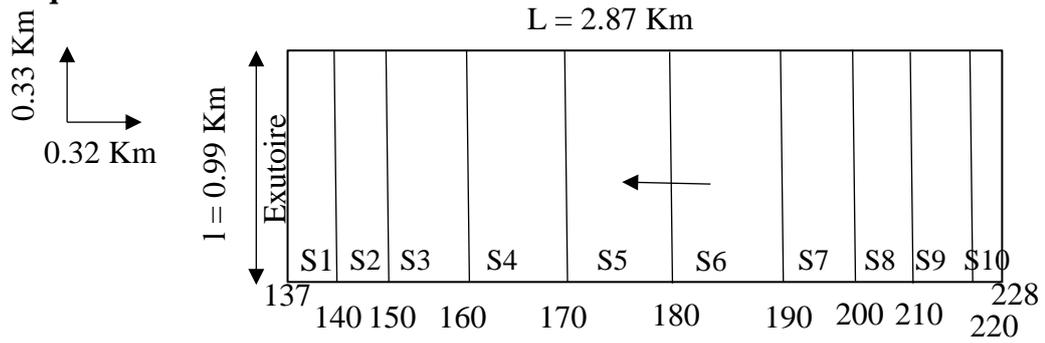


Figure I.19 : Rectangle équivalent BV1

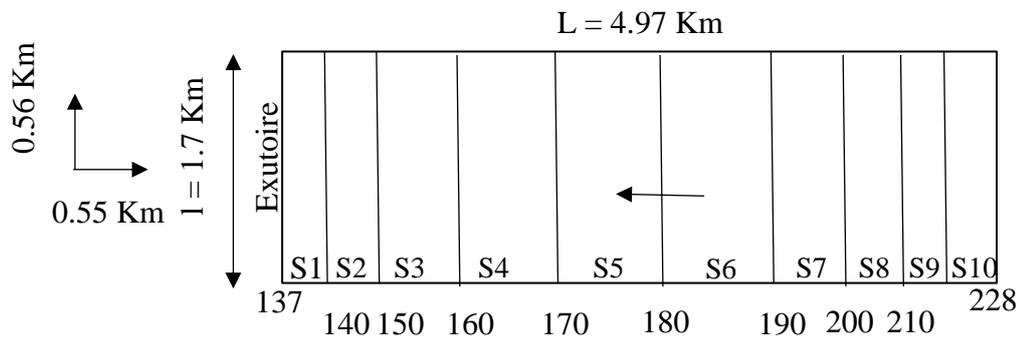


Figure I.20 : Rectangle équivalent BV2

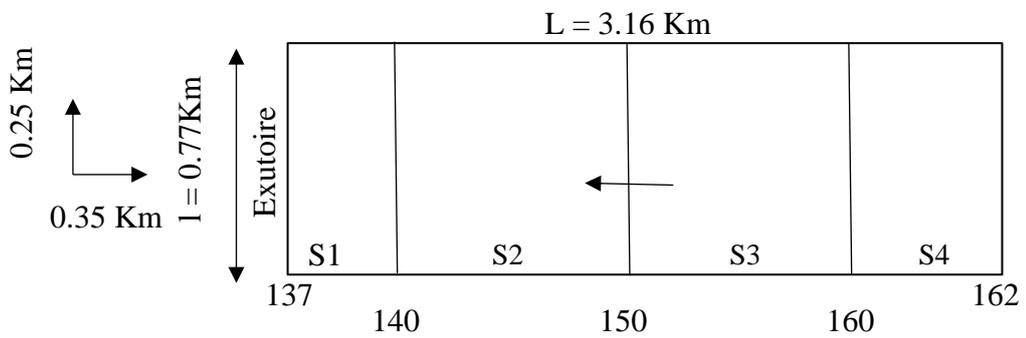


Figure I.21 : Rectangle équivalent BV3

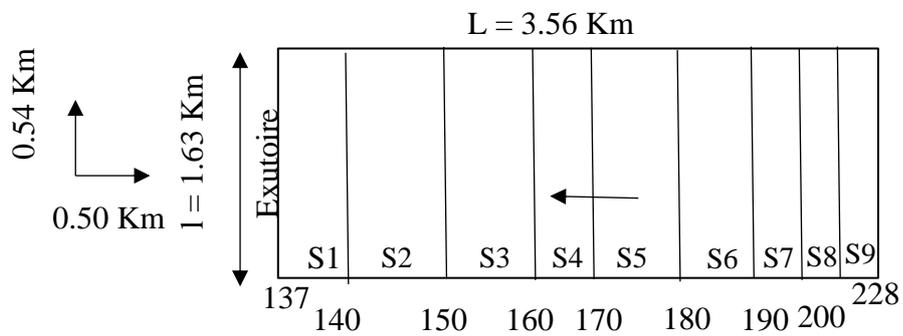


Figure I.22 : Rectangle équivalent BV4

I.6.4 Relief :

Le relief a une forte influence sur la forme de l'hydrogramme de crue, une forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court d'où une montée plus rapide de la crue. L'importance de son étude est caractérisée par la répartition altimétrique du terrain par une courbe appelée 'Courbe hypsométrique'.

I.6.4.1 La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Cette courbe a été identifiée après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/25.000) à l'aide de logiciel de SIG.

Tableau I.9 : Répartition des surfaces élémentaires de BV1

Altitude(m)	Si (Km ²)	Si %	Hi (m)	Hi*Si	S cumulé (Km ²)	S % cumulé
228- 220	0.02	0.70	224.00	4.48	0.02	0.70
220-210	0.31	10.88	215.00	66.65	0.33	11.58
210-200	0.24	8.42	205.00	49.20	0.57	20.00
200-190	0.20	7.02	195.00	39.00	0.77	27.02
190-180	0.23	8.07	185.00	42.55	1.00	35.09
180-170	0.25	8.77	175.00	43.75	1.25	43.86
170-160	0.31	10.88	165.00	51.15	1.56	54.74
160-150	0.3	10.53	155.00	46.50	1.86	65.26
150-140	0.46	16.14	145.00	66.70	2.32	81.40
140-137	0.53	18.60	138.50	73.41	2.85	100.00

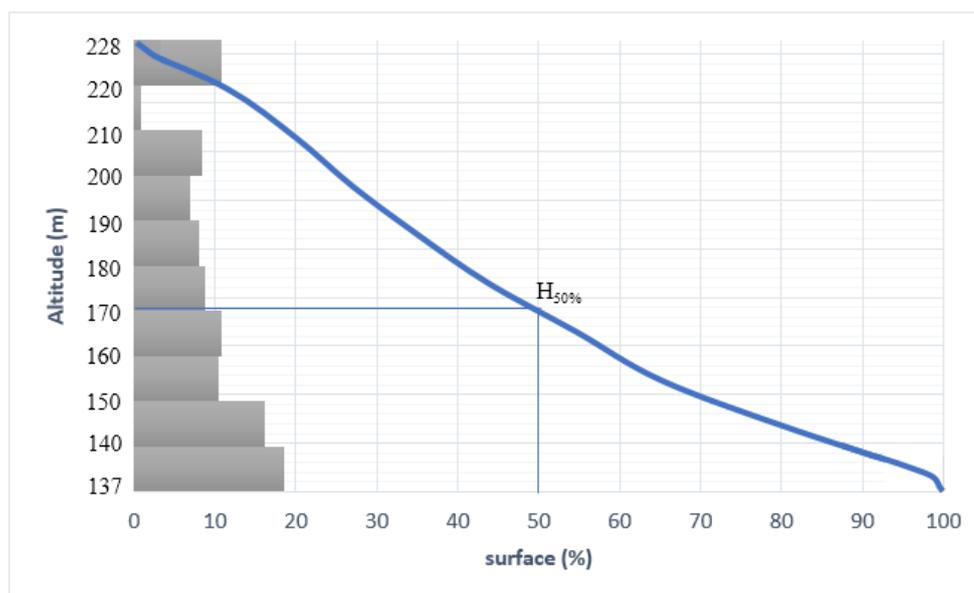


Figure I.23 Répartition et courbe hypsométrique BV1

Tableau I.10 : Répartition des surfaces élémentaires de BV2

Altitude(m)	Si (Km ²)	Si %	Hi (m)	Hi*Si	S cumulé (Km ²)	S % Cumulé
222-220	0.0013	0.02	221.00	0.29	0.0013	0.02
200-180	0.09	1.69	215.00	19.35	0.09	1.72
210-200	0.26	4.89	205.00	53.30	0.35	6.61
200-190	0.150	2.82	195.00	29.25	0.50	9.43
190-180	0.18	3.39	185.00	33.30	0.68	12.82
180-170	0.22	4.14	175.00	38.50	0.90	16.96
170-160	0.3911	7.36	165.00	64.53	1.29	24.32
160-150	1.1108	20.91	155.00	172.17	2.40	45.23
150-140	1.64	30.87	145.00	237.80	4.04	76.10
140-137	1.27	23.90	138.50	175.90	5.31	100.00

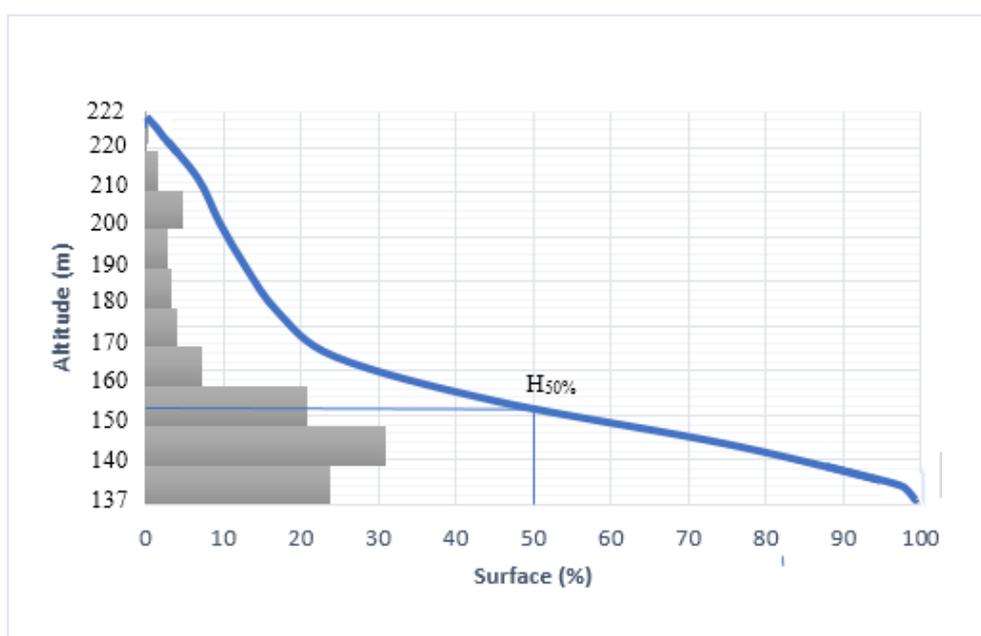


Figure I.24 Répartition courbe hypsométrique BV2

Tableau I.11 : Répartition des surfaces élémentaires de BV3

Altitude(m)	Si (Km ²)	Si %	Hi (m)	Hi*Si	S cumulé (Km ²)	S % Cumulé
162 - 160	0.14	5.69	161.00	22.43	0.14	5.69
160 - 150	0.82	33.53	155.00	127.21	0.96	39.22
150 - 140	1.17	47.79	145.00	169.65	2.13	87.01
140 - 137	0.32	12.99	138.50	44.04	2.45	100.00

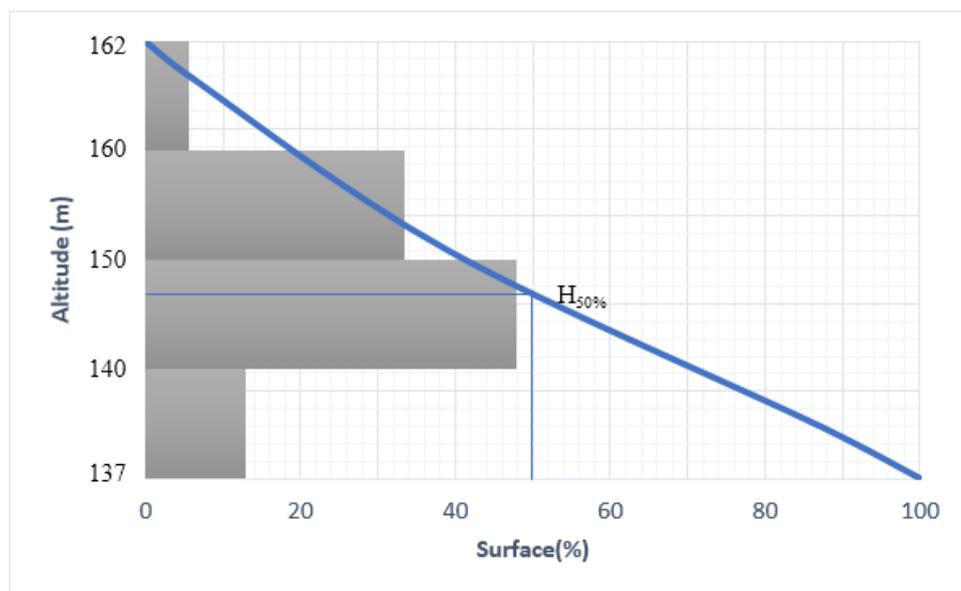


Figure I.25 Répartition courbe hypsométrique BV3

Tableau I.12 : Répartition des surfaces élémentaires de BV 4

Altitudes (m)	Si (Km ²)	Si %	Hi (m)	Hi*Si	S cumulé	S % Cumulé
228-220	0.228	3.82	224.00	51.07	0.23	3.82
220-210	0.56	9.38	215.00	120.40	0.79	13.20
210-200	0.75	12.57	205.00	153.75	1.54	25.77
200-190	0.45	7.54	195.00	87.75	1.99	33.31
190-180	0.43	7.21	185.00	79.55	2.42	40.52
180-170	0.51	8.55	175.00	89.25	2.93	49.06
170-160	0.45	7.54	165.00	74.25	3.38	56.60
160-150	0.94	15.75	155.00	145.70	4.32	72.35
150-140	1.08	18.10	145.00	156.60	5.40	90.45
140-137	0.57	9.55	138.50	78.95	5.97	100.00

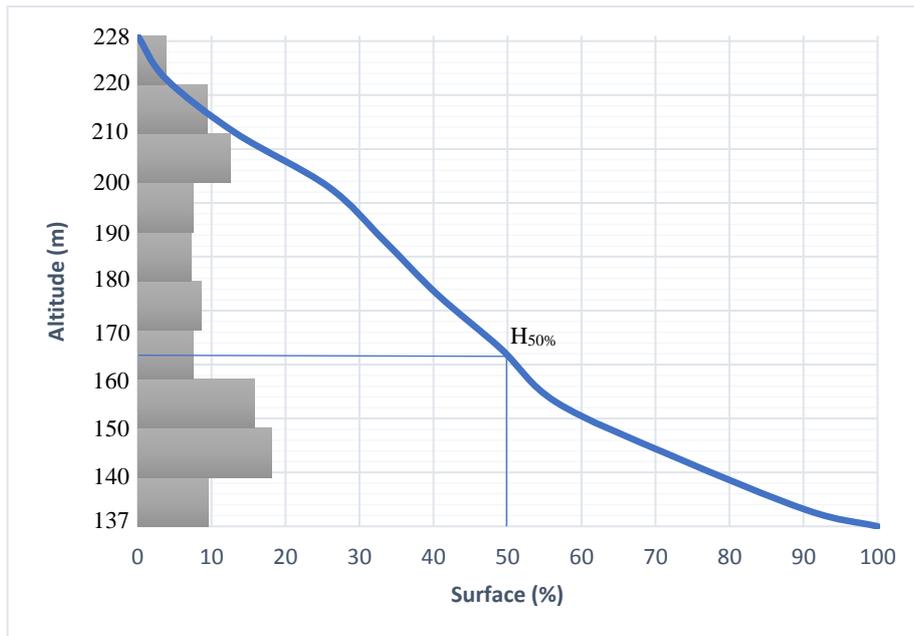


Figure I.26 Répartition courbe hypsométrique BV4

I.6.4.2 Les altitudes caractéristiques :

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale est le point le plus bas, par rapport à l'exutoire.

L'altitude médiane « H50% » est déterminée sur la courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne « H_{moy} » est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \tag{I.5}$$

Et :
$$H_i = \frac{H_{n-1} - H_n}{2} \tag{I.6}$$

Avec :

- H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives (n-1) et (n), exprimée en (m).
- S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives (n-1) et (n), exprimée en (Km²).
- S : Surface totale du sous bassin versant en (Km²).

Tableau I.13 : Les altitudes caractéristiques

BV	H _{max} (m)	H _{min} (m)	H _{50%} (m)	H _{moy} (m)
N°1	228	137	171	169.61
N°2	222	137	159	155.25
N°3	162	137	148	148.30
N°4	128	137	167	173.75

I.6.4.3 Indice de pente globale :

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications.

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{50\%} - H_{95\%}}{L} \quad (I.7)$$

Avec :

- D : Dénivelée entre H50% et H95% (m).
- L : longueur du rectangle équivalent (Km).
- H50% et H95% : sont respectivement Les altitudes correspondantes à S50% et S95%.

Tableau I.14 : Classification du relief

R1	Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 \leq I_g \leq 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 \leq I_g \leq 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 \leq I_g \leq 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 \leq I_g \leq 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 \leq I_g \leq 0,1$
R7	Relief très fort	$0,1 \leq I_g$

Tableau I.15: Indice de pente global et classification

BV	H_{5%} (m)	H_{95%} (m)	L (km)	I_g (m/km)	Classification
N°1	225	143	2.87	0.03	Relief assez fort
N°2	211	143	4.97	0.06	Relief fort
N°3	160	138	3.16	0.007	Relief assez faible
N°4	217	137	3.65	0.02	Relief modéré

I.6.4.4 Dénivelé spécifique

L'indice I_g décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes.

La dénivelée spécifique « D_s » ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale I_g en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à \sqrt{S} .

$$D_s = I_g * \sqrt{L * l} = D * \sqrt{\frac{l}{L}} \quad (I.8)$$

Avec :

- D : dénivelée entre H5% et H95% (m).
- l : largeur du rectangle équivalent (Km).
- L : longueur du rectangle équivalent (Km).

La dénivelée spécifique ne dépend donc que de l'hypsométrie ($D = H5\% - H95\%$) et de la forme du bassin (l/L).

Elle donne lieu à une deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M., indépendante des surfaces des bassins :

Tableau I.16 : Classification du relief

R1	Relief très faible	$Ds < 10m$
R2	Relief faible	$10 m < Ds < 25 m$
R3	Relief assez faible	$25 m < Ds < 50 m$
R4	Relief modéré	$50 m < Ds < 100 m$
R5	Relief assez fort	$100 m < Ds < 250 m$
R6	Relief fort	$250 m < Ds < 500 m$
R7	Relief très fort	$500 m < Ds$

Tableau I.17 : Dénivelée spécifique

BV	H5% (m)	H95% (m)	L (Km)	l(Km)	Ds (m)	Classification
N°1	225	143	2.87	0.99	48.18	Relief assez faible
N°2	211	143	4.97	1.07	31.52	Relief assez faible
N°3	160	138	3.16	0.77	10.87	Relief faible
N°4	217	137	3.65	1.63	52.1	Relief modéré

I.6.4.5 Pente moyenne du bassin versant « I_{pm} »

Elle donnée par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (I.9)$$

Avec :

- ΔH : Dénivelé entre 2 courbe de niveau. (m)
- l_i : longueur du courbe de niveau d'ordre 1 ,2,...n (m)
- S : surface du bassin versant. (Km²)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.18 : Pente moyenne du bassin versant

N°	Courbe	Longueur km				ΔH (m)
		BV1	BV2	BV3	BV4	
1	140	1.26	4.47	2.87	1.53	10
2	150	1.58	6.62	6.95	3.37	
3	160	1.3	1.49	0.94	2.9	
4	170	1.33	0.95	-	2.69	
5	180	1.52	0.99	-	2.34	
6	190	1.49	0.98	-	2.5	
7	200	1.34	1.07	-	2.81	
8	210	1.23	0.45	-	2.93	
9	220	0.25	0.05	-	1.63	
Ipm (%)		3.7	2.8	3.6	3.5	

I.6.5 Réseau hydrographique :

On désigne par un réseau hydrographique un ensemble hiérarchisé et structuré de chenaux qui assurent le drainage superficiel, permanent ou temporaire, d'un bassin versant ou d'une région donnée. Un réseau hydrographique.

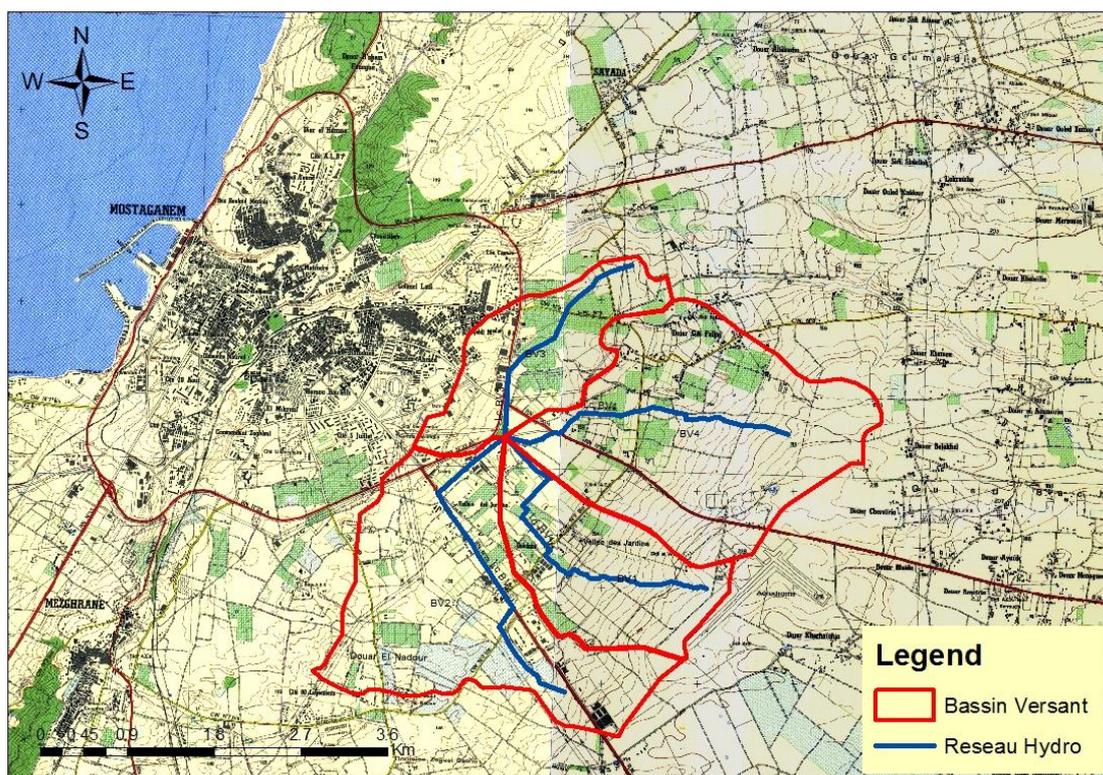


Figure I.27 : Cours d'eau dans les bassins versants

I.6.5.1 Pente moyenne de cours d'eau principale :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau atteint l'exutoire du bassin, donc le temps de concentration, Cette variable influe sur le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie dans le sol.

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

- I_{moy} : pente moyenne du cours d'eau (m/km).
- H : dénivellation entre deux points suffisamment distants [m].
- L : longueur du cours d'eau principal (km).

Tableau I.19 : Pente moyenne du cours d'eau principal

BV N°	ΔH (m)	ΔH (Km)	L (Km)	I_{moy} (%)
1	82	0.082	3.57	2.3
2	38	0.038	3.62	1.01
3	10	0.01	2.45	0.4
4	60	0.06	3.16	1.9

I.6.5.2 Densité de drainage :

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface totale « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface (B.Touaibia, 2004).

Elle est exprimée en (Km/ Km²), à l'aide de la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (\text{I.11})$$

Avec :

- D_d : densité de drainage (km/km²).
- L_i : longueur de cours d'eau (km).
- S : surface du bassin versant (km²).

Tableau I.19 : Densité de drainage

BV N° :	$\sum L_i$ (Km)	S (Km ²)	D_d (Km/Km ²)
1	11.3	2.85	3.96
2	17.07	5.31	3.21
3	10.76	2.45	4.39
4	22.7	5.97	3.8

I.6.5.3 Le temps de concentration :

Le temps de concentration T_c représente, le temps que met la particule d'eau la plus hydrauliquement éloignée pour atteindre l'exutoire

Ce temps influe directement sur l'ampleur de la crue, dont une valeur élevée caractérise la lenteur de la crue dans le temps, par contre une valeur petite en engendre une propagation instantanée de celle-ci.

Le temps de concentration sera estimé à l'aide de 5 formules empiriques suivantes :

Tableau I.20 : Temps de concentration

Auteurs	Formules	Temps de concentration (heure)			
		BV1	BV2	BV3	BV4
VENTURA	$0,1272 * \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}}$	1.19	2.17	2.68	1.67
TURAZZA	$0,108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{I}}$	1.54	2.82	3.07	2.09
KRIPICH	$0.945 * \frac{L^{1.155}}{D^{0.385}}$	0.66	1.03	1.1	0.59
GIANDOTTI	$\frac{4\sqrt{S} + 1.5 L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	1.67	2.97	3.92	0.74

Avec :

- S : La surface du bassin versant (Km²).
- L : La longueur du talweg principale (Km).
- H_{moy} : L'altitude moyenne du bassin versant (m).
- H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m).
- I : Pente moyenne du talweg principal.
- D : La dénivelée entre les deux extrémités du talweg principal (m).

D'après le tableau on constate que la formule de KRIPICH sous-estime le temps de concentration.

Après avoir faire la moyenne des trois formule (VENTURA, TURAZZA, GIANDOTTI), nous avons trouvé que la formule la plus proche à la moyenne est celle de TURAZZA

I.6.5.5 Vitesse de ruissèlement :

C'est la vitesse par laquelle l'eau s'écoule dans le réseau hydrographique pour atteindre l'exutoire, elle donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L}{T_c}$$

(I.16)

Avec :

- L : Longueur de talweg principal en [Km];
- T_c : temps de concentration en [heure].

Tableau I.22 : Vitesse de ruissellement

BV N° :	L (Km)	Tc (h)	Vr (m/s)
1	3.57	1.54	0.64
2	3.62	2.82	0.36
3	2.45	3.07	0.22
4	3.16	2.09	0.4

Tableau I.23 : Récapitulation des caractéristiques hydro morpho métriques des sous bassins

Caractéristiques	BV N°1	BV N° 2	BV N°3	BV N°4
1-Morphométrie				
Surface (Km ²)	2.85	5.31	2.45	5.97
Périmètre (Km)	7.73	12.08	7.88	10.58
Rectangle équivalent	Longueur Km	2.87	4.97	3.16
	Largeur Km	0.99	1.07	0.77
L'indice de compacité de Gravelius « Kc »	1.28	1.47	1.41	1.21
2-Les reliefs				
Les altitudes caractéristiques.				
Altitude maximale (m)	228	222	162	228
Altitude minimale (m)	137	137	137	137
Altitude moyenne (m)	169.61	155.25	148.3	173.75
Altitude médiane (m)	171	159	148	167
Altitude 5% (m)	225	211	160	217
Altitude 95% (m)	143	143	138	139
Indice de pente globale (%)	2.85	6.37	6.95	2.13
Dénivelé spécifique (m)	48.18	31.51	10.88	52.1
Pente moyenne du bassin versant (%)	3.7	2.79	3.61	3.53
3-Le réseau hydrographique				
Densité de drainage (km /km ²)	3.96	3.21	4.39	3.8
Pente moyenne du cours d'eau (%)	2.27	1.05	4.08	1.9
Longueur du cours d'eau principal (km)	3.57	3.62	2.45	3.16
Temps de concentration (h)	1.62	2.82	3.07	2.08
Vitesse moyenne de ruissellement (km /h)	2.2	1.28	0.79	1.51

Conclusion :

Au cours de ce chapitre nous avons pu mettre en évidence toute les caractéristiques géographiques, géologiques, hydrogéologique, climatologique et morpho-métriques de notre zone d'étude afin de les utilisés pour une meilleure estimation de la crue.

Les bassins versants délimités précédemment ont une forme allongé escarpé en amont en rencontrant d'une plaine a l'aval sur laquelle la vallée des jardins est construite, elle est considérée comme une zone inondable ou les eaux s'accumule rapidement.

Chapitre II
Historique sur les
inondations

Introduction :

Les zones inondables sont soumises à différents types d'inondation dont les caractéristiques Influencent le déroulement des crises et l'ampleur des impacts humains et économique.

Le Risque n'est pas le même sur les différents territoires exposés puisque ni l'aléa ni la vulnérabilité ne sont les mêmes, les crues surviennent de manière plutôt lente sur le bassin plat alors qu'elles se Produisent de manière extrêmement rapide et brutale sur les bassins pentus,

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée face aux risques météo hydrologiques comme conséquences de ses contraintes naturelles et de son importance socio-économique.

Cela a été mis en évidence lors des inondations de novembre 2001, qui, par les dégâts produits s'inscrivent parmi les plus graves événements hydrologiques extrêmes qui ont affecté la région du centre (Beb-El-Oued). Le rôle de l'aléa météo hydrologique dans la genèse de ces inondations a été amplifié par l'action humaine, notamment par une urbanisation anarchique et des activités économiques développées dans des zones inondables.

II.1 les inondations en général :

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de construction, d'équipements et d'activités. Au sens large les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages, les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèche dans les digues), les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves.

II.1.1 Principaux paramètres spécifiant l'aléa :

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour caractériser l'aléa inondation :

- La hauteur et la durée de submersion,
- La période de retours des crues,
- La vitesse d'écoulement,
- La torrencialité du cours d'eau.

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres, autres que la quantité de pluie tombée : répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement.

Par ailleurs, les dégâts occasionnés par une inondation dépendent de plusieurs facteurs :

- La hauteur et la durée de submersion,
- La vitesse d'écoulement,
- Le volume de matière solide transporté,
- L'érosion des berges (**Ledoux, 2006**).

II.1.2 les différents types d'inondations :

Différents types d'inondations peuvent se produire selon la nature même du cours d'eau, l'urbanisation et les aménagements effectués par l'homme, tant dans le cours d'eau lui-même que dans l'ensemble du bassin versant.

II.1.2.1 Les inondations des plaines :

Les crues de plaine (on parle aussi de crues fluviales) surviennent à la suite d'épisode pluvieux océaniques prolongés mais d'intensité modérée, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux, le débordement du cours d'eau peut parfois être précédé de remontées des nappes phréatiques. La durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines.

II.1.2.2 Les inondations par crues torrentielles :

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type d'orages convectifs. Si la vitesse de montée des eaux est extrêmement rapide, la décrue l'est également. On parle aussi de crues éclairs pour désigner des crues torrentielles survenant de très petits bassins versants et se formant en quelques heures.

De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point "hydrologiquement" le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24h pour certaines hauteurs). Ces crues touchent principalement les zones de montagne, les cours d'eau du pourtour méditerranéen, mais aucun petit bassin au relief accentué, à forte capacité de ruissellement, n'est à l'abri.

II.1.2.3 Les inondations par ruissellement en secteur urbain :

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents

Selon les quelles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise.

Les inondations par ruissellement concernent principalement les milieux urbanisés. Les pluies qui ne peuvent s'infiltrer et s'évacuer par les réseaux artificiels d'écoulement (réseau d'assainissement superficiels et/ou souterrains) s'accumulent dans les points bas.

Le ruissellement pluvial urbain peut provoquer d'importantes inondations lorsque les chenaux d'écoulement ensuite urbain sont devenus insuffisamment dimensionnés après urbanisation et imperméabilisation des sols ((Ledoux, 2006).

II.1.2.4 Inondation par remontées des nappes phréatiques :

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement (Merabet, 2006).

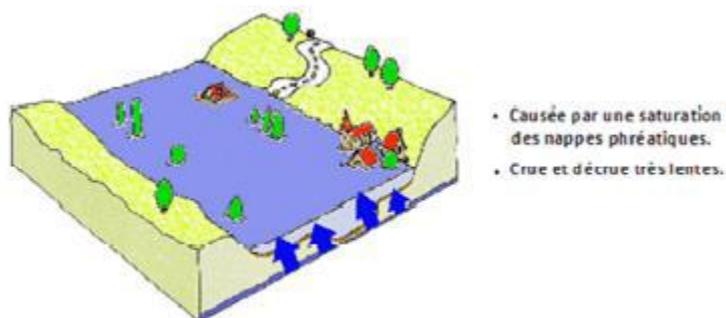


Figure II.1 inondation par remontées des nappes phréatiques (Boubchir,2007)

Les désordres liés à ce type d'inondation se traduisent par des remontées sous Bâtisses, l'ennoyage des ouvrages souterrains, la déstabilisation Tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux Publiques, des pressions sous les constructions, etc. (Boubchir, 2007).

II.1.2.5 Les coulées de boue :

Le terme de coulée de boue pose un problème délicat de définition car il est utilisé avec des acceptations très diverses. Dès l'origine, les arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle au titre de la loi de juillet 1982 ont utilisé l'intitulé "inondation et coulées de boue",

L'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par Opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plupart des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée en terre, en plus ou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé (SPPPI, 2004).

II.1.2.6 Inondations par rupture d'une protection :

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.

II.1.2.7 Inondations marines :

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (fortes dépressions et vents de mer) et forts coefficients de marée.

Elles se traduisent par l'invasion par des eaux salées particulièrement agressives. Elles se manifestent soit lors d'un raz de marée ou de tsunami (occurrence très faible, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (surcote marine, vents et précipitations importants) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressionnaires) (Spppi, 2004).

II.2 causes de formation des crues et des inondations

II.2.1 Influence du climat :

Les conditions climatiques jouent un rôle déterminant sur le régime d'un cours d'eau, ce sont les précipitations surtout liquides, qui constituent le facteur essentiel. Elles interviennent par :

- ❖ Leur répartition spatiale.
- ❖ Leur répartition temporelle.

Ces différents aspects des précipitations sont plus ou moins modifiés selon un effet combiné des autres paramètres physiques (altitude et exposition) et climatiques (la température, l'évaporation, l'évapotranspiration, les vents et l'humidité) ; des facteurs qui influent sur l'écoulement et le régime hydrologique du bassin (**Talah, 2014**).

II.2.2 Les crues provoquées par les chevelus hydrographiques :

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (Débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière

Elle dépend essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie : son évolution obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse. Sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, par des paramètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapports des confluences et des longueurs etc...), par la pente des thalwegs et la forme du lit (**Bouanani, 2004**).

Le processus de la genèse de crue est le résultat de plusieurs processus concomitants.

Il peut être le résultat de l'écoulement superficiel ou souterrain ou les deux ensembles.

Les crues sont de trois types :

- ❖ Les crues d'averses : Ce sont les crues les plus connues et plus répandues.
- ❖ Les crues de fonte de neige : Caractéristiques aux régimes climatiques neigeux. Elles sont liées à l'augmentation de température.
- ❖ Les crues d'embâcles : Généralement dues aux blocs de glaces ou troncs d'arbres qui s'accumulent formant des petits barrages et provoquant des inondations à l'amont. La débâcle est l'effet de la rupture de ces petits barrages résultant des inondations à l'aval (**Benmia, 2012**).

II.2.3 Le processus de formation des crues :

Comprendre ce processus de formation des crues revient à analyser les différents facteurs concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau. En simplifiant, on distingue :

- ❖ **L'eau mobilisable** : constituée de l'eau reçue par le bassin versant.
- ❖ **Le ruissellement** : qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol. Il dépend de la nature du sol, de sa pente, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux.
- ❖ **Le temps de concentration** : qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci.

- ❖ **La propagation de l'onde de crue** : qui est en fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation

II.2.4 La période de retour de crues :

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire, etc.) : plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants.

Selon ce paramètre, on distingue :

- ❖ **Les crues fréquentes** : dont la période de retour est comprise entre un et deux ans.
- ❖ **Les crues moyennes** : dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans.
- ❖ **Les crues exceptionnelles** : dont la période de retour est de l'ordre de cent ans.
- ❖ **La crue maximale vraisemblable** : qui occupe l'intégralité du lit majeur. (Yahiaoui, 2012).

II.2.5 Paramètres influençant les inondations :

Un grand nombre de facteurs autres que celles dictés précédemment intervient, souvent de façon aggravante, dans les dégâts occasionnés par les inondations. Parmi ces derniers, on peut rappeler l'influence des facteurs naturels et anthropiques (Ledoux et al, 2006).

II.2.5.1 Influence des facteurs naturels :

❖ Surface et forme du bassin versant :

Ainsi pour une même surface, l'allure de l'hydrogramme de crue résultant d'une pluie donnée est très différente suivant la forme du bassin versant ; un bassin très allongé ne réagit pas comme un bassin de forme ramassée ce qui a amené l'utilisation d'un indice pour évaluer le « coefficient de compacité ». En principe plus cet indice est faible, plus la concentration des eaux apportées par les affluents est rapide et plus les crues risquent d'être brutales et bien différenciées (Defrance, 2009).

❖ Configuration du relief des lits des cours d'eau :

La pente exerce une influence directe sur la rapidité de l'écoulement et donc sur la puissance de la crue. Si le profil en long du cours d'eau est assimilable à une suite de segments plus ou moins pentus, il exerce une action visible sur la crue. Le profil en travers est aussi important ; pour un même débit de crue, un cours d'eau encaissé verra sa hauteur d'eau monter beaucoup plus vite qu'un cours d'eau à profil plus évasé. En contrepartie, ce dernier a de plus grands risques de débordements.

❖ Densité des cours d'eaux et perméabilité du bassin versant :

Ainsi la densité des cours d'eau était fonction de la nature des terrains, le réseau est d'autant plus développé et complexe que le terrain est moins perméable. On comprend aisément que plus l'imperméabilité est forte, plus les eaux météoriques sont disponibles pour le ruissellement de surface. De ce point de vue, à priori les cours d'eau drainant les régions imperméables ont une plus forte probabilité à développer des crues dangereuses (Barroca, 2006).

❖ **Facteurs biogéographiques :**

La végétation joue un rôle climatique complexe, elle agit sur le ruissellement, retient une part des pluies, évapore l'eau, etc. L'osait depuis longtemps qu'une couverture végétale dense réduit et ralentit considérablement l'écoulement. D'abord la forêt intercepte la pluie et la neige, cette dernière pouvant mettre très longtemps à fondre sous couvert. Ensuite elle accroît fortement l'évapotranspiration ; pour la zone tempérée celle-ci atteint ou dépasse fréquemment 500 à 700 mm/an. On comprend facilement que cela limite le ruissellement direct et l'alimentation des cours d'eau. Bien souvent une végétation vigoureuse aux arbres dotés de racines nombreuses et bien enchevêtrées, constitue une excellente protection naturelle, quasi totale, contre l'érosion torrentielle. Inversement la destruction du couvert végétal constitue un facteur aggravant la puissance des crues. (Ledoux, 2006).

II.2.5.2 Influence des facteurs anthropiques :

Occupation de zones riveraines : la concentration des personnes et l'accumulation des biens dans les champs d'inondation génère le risque d'inondation par accroissement des enjeux, augmentation des vulnérabilités et absence de prévention-précaution.

Imperméabilisation forte (conséquences d'aménagements urbains ou agricoles).
Défiance des dispositifs de protection (digues, déversoirs) (Ledoux et al, 2006).

II.3 Causes d'inondation en Algérie :

II.3.1 Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations

Les villes Algérienne sont caractérisées par un système hydrographique endoréique. Elles sont par ailleurs en situation déprimée constituant ainsi un réceptacle à une grande partie des écoulements pluvieux. Le développement rapide et souvent incontrôlé des villes a rendu l'ensemble des réseaux techniques caduc et en particulier le réseau d'assainissement qui ne répond pas plus aux besoins d'évacuation des eaux domestiques et pluviales. Ce déficit est particulièrement accru dans le secteur où le réseau est unitaire. Cette situation rend certains secteurs des villes hautement vulnérables aux risques d'inondation et aux risques environnementaux.

II.3.2 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation)

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifié liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai, sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales.

Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévéres" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90 (Yahiaoui, 2012).

II.3.3 Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières

Depuis quatre décennies, les villes Algériennes connaissent une poussée démographique due à l'exode rural. Cet afflux massif des populations vers les villes a entraîné une extension urbaine et une densification du tissu urbain. Les populations issues de ce phénomène sont confrontées au problème de logement, bien social, dont l'Etat n'arrive pas à définir une véritable politique afin de donner à chaque Algérien un cadre de vie idéal. Face à cette situation, les populations, à majorité des classes sociales défavorisées, se livrent à l'auto construction occupant des espaces instables (fonds de Oueds), où les systèmes d'assainissement sont inexistantes ou ne répondent pas fonctionnellement et quantitativement au défi de l'urbanisation. (Yahiaoui, 2012).

Tableau II.1 : Habitation construites en zones inondables

Wilaya	Nombre de constructions
Chlef	2248
Laghouat	3083
Oum-.El-Bouaghi	1999
Batna	16261
Bedjaia	500
Biskra	763
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Alger	14545+ quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Jijel	47 (05 zones à risques très élevés)
Setif	1261
Saida	976+09 cités
Skikda	4009
Sidi Bel Abbas	576 + 04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Médèa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
El-Taref	2370
Tissemsilt	1340
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain- Defla	7772
Naama	4924
Ain-Temouchent	14 zones jouxtant différents lits d'oueds

Source : Ministère de l'intérieur (2002)

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie peuvent être classées en trois types (**Yahiaoui, 2012**) :

- ❖ Inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou, les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc...
- ❖ Inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, l'exhaussement des lits des cours d'eau par les décombres et les détritiques et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières : les cas de la ville de Tiaret inondée presque chaque hiver, et la plaine de M'Zab où des inondations se produisent tous les 2 à 3 ans illustrant parfaitement l'influence de ces facteurs.
- ❖ Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou, Sidi Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

- ❖ Inondations engendrées par des crues torrentielles ou crues éclair, et affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km² et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne, et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des cours d'eau passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 2 ou 3 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'Hiou, le 20 octobre 1993 en est un exemple, en 20 minutes de pluies des dégâts importants sont enregistrés, 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.
- ❖ Inondations des grands bassins versants résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée (10 à 15 jours). Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

II.4 Inventaire des inondations catastrophique en Algérie :

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité, et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées. Un premier travail de recensement de ces inondations s'avère indispensable afin de mieux identifier les régions présentant des risques réels d'inondabilité et de fournir certains paramètres hydrologiques caractérisant ces événements. (Yahiaoui, 2012)

- ❖ 12 octobre 1971 : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- ❖ 27 au 29 mars 1973 : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.
- ❖ 28 au 31 mars 1974 : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
- ❖ 01 septembre 1980 : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- ❖ 11 novembre 1982 : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- ❖ 22 août 1983 : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- ❖ 03 février 1984 : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants .
- ❖ Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
- ❖ Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
- ❖ Skikda : 8000 habitations envahies.
- ❖ Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
- ❖ Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
- ❖ Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.
- ❖ 29 décembre 1984 au 01 janvier 1985 : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.

- ❖ 05 juillet 1987 : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
- ❖ 01 septembre 1989 : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- ❖ 03 juin 1991 : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- ❖ 26 et 27 janvier 1992 : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chlef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.
- ❖ 29 septembre au 02 octobre 1994 : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants.
- ❖ Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
- ❖ Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
- ❖ Mascara : deux mots et importants dégâts matériels.
- ❖ Tissemsilt : neuf morts.
- ❖ Sidi Bel Abbès : deux morts.
- ❖ 4 avril 1996 : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.
- ❖ 14 janvier 1999 : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.
- ❖ 28 septembre 2000 : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- ❖ 24 octobre 2000 : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla causent la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants matériels à Theniet El Had.
- ❖ 9 et 10 novembre 2001 : L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- ❖ 1 et 2 octobre 2008 : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m³/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très

perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions de dinars pour les infrastructures.

- ❖ 01 octobre 2011 : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à ElBayadh, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued. Les inondations ont causé le décès d'au moins 08 personnes et 3 disparus et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées.

II.5 deux exemples des risques climatiques dans le milieu urbain :

II.5.1 Les inondations de BEB-EL-OUED :

Le post ONM au niveau de Bouzareah a enregistré 290 mm du 9 au 10 novembre, 260 mm par la seule journée du 10 novembre 2001. La pluviométrie enregistrée durant la première quinzaine de ce mois est de 196,4 mm soit un excédent de 87,8 mm par rapport à la moyenne du mois. Au poste de Bouzareah un surplus de 140% par rapport à la moyenne mensuelle. Au niveau de Triolet les eaux se sont accumulées et ont donné de très forts débits. Le niveau d'eau maximum mesuré est de 2,45 mètres, ce qui donne un débit de crue maximum de 730 m³ / s et un apport total de 2, 600,000 m³ l'estimation empirique des sédiments charriés à donner un volume de 800,000 m³ (ANRH.2001).



Figure II.3 Inondation du 10/11/2001 a Bab El-Oued (Alger)

II.5.2 Les inondations de GHARDAIA :

Les pluies diluviennes qualifiées de « Tsunami fluviale » accompagnées de violents orages ont commencé le lundi 29 septembre 2008, où il n'avait pas plu depuis quatre ans, la pluie a continué le mardi, pas très forte, et le mercredi 1er octobre le jour de l'Aïd, c'était le déluge (150 mm en une heure). Les principaux oueds de la région (M'Zab, Zeghir, Nsa, Metlili) ont fonctionné à plein régime. Selon les sources locales, c'est la première fois depuis 70 ans que les trois oueds affluents sont en cru. D'habitude, seul un sur trois déborde sans mettre en danger les populations alentour, les autorités ont parlé d'un débit de 900 m³/s, l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques l'estimé à 1200 m³/s. C'est une crue exceptionnelle puisqu'elle a atteint Sebkhet Sefioune qui se trouve à

plus 180 Km environ de Ghardaïa. Dubieff, qui a travaillé plus de 40 ans sur la pluviométrie au Sahara Algérien, retient le fait que si lors d'une crue les eaux atteignent Sebkhet Sefioune, on peut considérer que celle-ci est cinquantenaire. A Metlili, on a enregistré une hauteur d'eau de 6 mètres, alors qu'en aval de Ghardaïa, celle-ci a frôlé les 10 mètres.



Figure II.4 Inondation en Ghardaia (10/2008)

II.6 Les inondations dans la zone d'étude :

La vallée des jardins connu par le passé des inondations provoquant des dégâts importants, les plus marquants étant :

- ❖ Crue de 1927 de l'oued Aïn Sefra ayant causée de gros dégâts matériels ainsi que des pertes humaines.
- ❖ Crue du 07 novembre 2008 provoquant de nuit, des inondations dans la vallée des jardins dues à de fortes précipitations : «Les fortes précipitations, depuis mardi et jusqu'à jeudi matin, au niveau de certaines wilayas de l'ouest du pays, ont causé des inondations dans plusieurs localités, contraignant plusieurs familles à quitter leurs demeures pour éviter le pire. C'est le cas de dizaines de familles occupant un bidonville situé au niveau de la vallée des jardins, dans la commune de Sayada, près de la ville de Mostaganem ».

L'extension du tissu urbain qu'a connu la ville de Mostaganem, ne s'est pas réalisé conformément aux normes requises. Selon un expert en urbanisme, au lieu d'une extension du tissu urbain vers l'ouest, il a été enregistré une réelle explosion urbanistique vers l'est par la création d'une véritable deuxième ville dans la zone de Kharouba.

En plus d'une topographie aidant et l'existence d'une multitude de ravins, c'est l'ensemble de la zone périphérique sud (Debdaba, Vallée des jardins, Sayada, Kheir-Eddine, et Mazagran) qui est venu se greffer naturellement à l'émissaire naturel qu'est oued Aïn Sefra.

Conclusion

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée face aux risques météo hydrologiques comme conséquences de ses contraintes naturelles et de son importance socio-économique. Cela a été mis en évidence lors des inondations de novembre 2001, qui, par les dégâts produits s'inscrivent parmi les plus graves événements hydrologiques extrêmes qui ont affecté la région du centre (Beb-El-Oued). La description du régime des crues d'un bassin versant nécessite une banque de données pluviométriques et hydrométriques, et à l'aide d'une analyse statistique permet de connaître avec un certain degré d'erreur la nature de ce régime ainsi le débit de pointe.

Chapitre III

Etude Hydrologique

Introduction :

L'ensemble des aspects liés aux processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix de débit jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par le dimensionnement des ouvrages, les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par à une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale, surtout, s'il s'agit de préserver les vies humaines et de réduire la vulnérabilité aux inondations des populations, des biens et des activités exposés à la crue.

Dans cette étude, l'objectif visé est de déterminer, le long du cours d'eau principal, le débit maximum de crues

III.1 Présentation de la station pluviométrique

La pluie maximale journalière joue un rôle prépondérant dans la genèse des crues et dans les processus d'érosion des sols. Afin de préciser la connaissance de ces pluies, une analyse fréquentielle est effectuée sur les pluies maximales journalières de la station ANRH de MOSTAGANEM SCM (040612). Cette station est la plus proche ayant un nombre d'année d'enregistrement suffisant. Elle se trouve aux coordonnées Lambert Algérie suivantes :

Tableau III.1 : Station pluviométrique de MOSTAGANEM SC (1977-2010)

Support pluviométrique	Altitude :Z(m)	151
	Abscisse :X (m)	266.45
	Ordonné :Y(m)	293.4
	Code de la station	040612
	Nom de la station	MOSTAGANEM SCM
Taille de l'échantillon : N	34	
P moy max journalière (mm)	50.67	

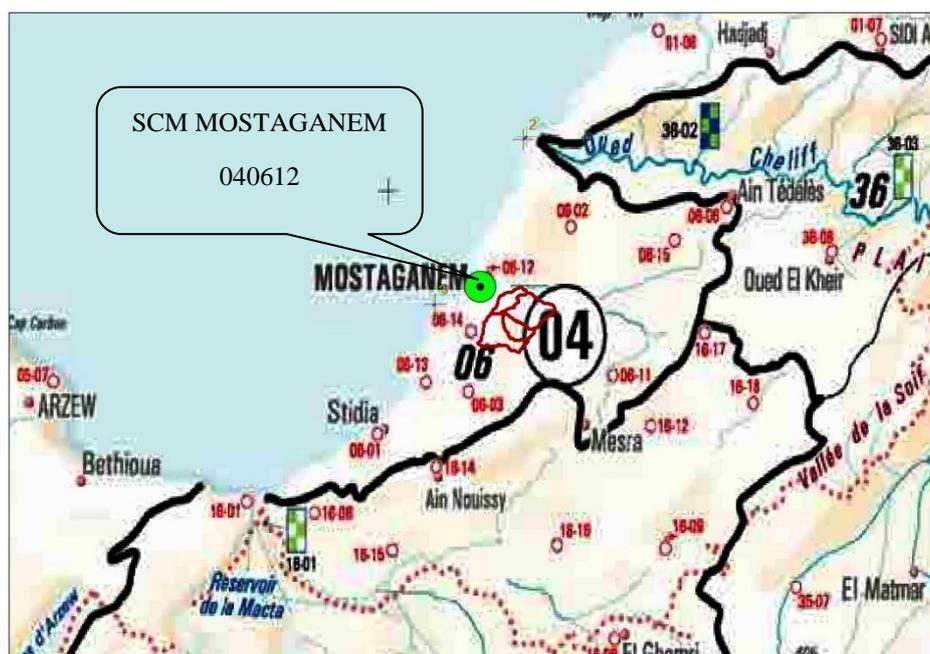


Figure III.1 Positionnement de la station pluviométrique

Tableau III.2 : Pluie maximale journalière de la station de MOSTAGANEM SCM (mm)

Année	P _{maxj} (mm)	Année	P _{maxj} (mm)	Année	P _{maxj} (mm)
1977/1978	31.2	1991/1992	32.9	2005/2006	72.4
1978/1979	37.4	1992/1993	44.5	2006/2007	48.2
1979/1980	101.9	1993/1994	34.2	2007/2008	32.3
1980/1981	47.7	1994/1994	30.7	2008/2009	69.9
1981/1982	16.8	1995/1996	55.7	2009/2010	28.2
1982/1983	51.8	1996/1997	42.5	2010/2011	46.1
1983/1984	65.8	1997/1998	23.6		
1984/1985	173.7	1998/1999	36.7		
1985/1986	45.4	1999/2000	28.8		
1986/1987	54	2000/2001	59.8		
1987/1988	66.5	2001/2002	87.2		
1988/1990	47.5	2002/2003	22.8		
1989/1991	48.2	2003/2004	36.4		
1990/1992	43.6	2004/2005	58.4		

Tableau III.3 : Caractéristique de la série

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La moyenne des P_j Max en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} X_i}{n}$	50.67
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} (X_i - nx)}{n - 1}$	28.5
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.56

III.2 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques. L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives autant empiriques que théorique. Ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation la plus efficace pour une loi donnée. Dans notre étude on va utiliser les trois lois suivantes :

- La loi de GUMBEL
- La loi de GALTON (log-normal).
- La loi de GEV

III.2.1 Ajustement de la série a la loi de GUMBEL :**III.2.1.1 Présentation de la loi de GUMBEL :**

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL $F(x)$ est donnée par l'expression suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.1})$$

$$Y = \frac{X-X_0}{\alpha} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- Y : variable réduite de GUMBEL.
- α et X_0 : paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL .
- X_0 : Paramètre de position.
- α : Paramètre de l'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».
- X : Variable étudié « Pmax.j ».

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = \alpha * Y + X_0 \text{ Soit } P_{\max.j} = \alpha * Y + X_0 \quad (\text{III.3})$$

III.2.1.2 Le procédé d'ajustement par la méthode graphique :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $F(x)$ par la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- m : Rang de précipitation.
- N : Nombre d'observation.

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -[\ln(-\ln F(x))] \quad (\text{III.5})$$

Les résultats sont représentés dans l'Annexe III.1.

Sur un graphe on porte en abscisse les valeurs de y et en ordonnée les valeurs de X

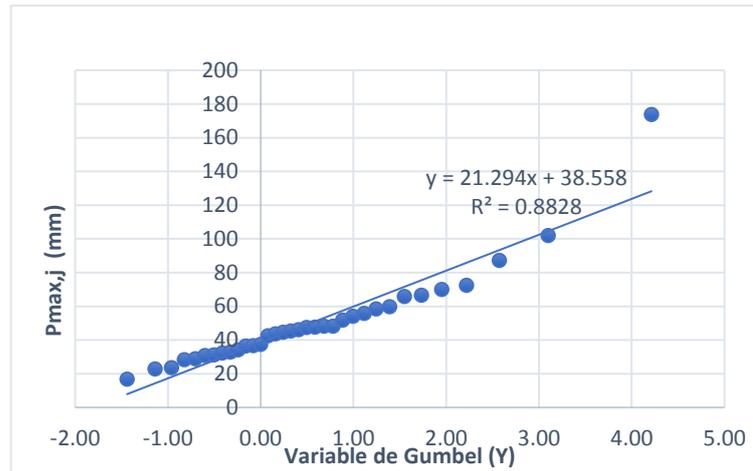


Figure III.2 Graphe d’Ajustement a la loi de GUMBEL

X_0 : Ordonné à l’origine.

α : Pente de la droite d’ajustement.

Tableau III.4 Les paramètres de la loi de GUMBEL.

Nombre de données	34
X_0	38.56
α	21.29
L’équation de la droite de Gumbel s’écrit ainsi : $P_{max.j} (p\%) = 21.29 * Y + 38.56$	

III.2.1.3 Le procédé d’ajustement par la méthode des moments :

Consiste à :

- On calcul les paramètres de la droite d’ajustement, α et X_0 par les deux formules suivantes :

$$\alpha = 0.78 * \sigma \tag{III.6}$$

$$X_0 = \bar{X} - 0.577 * \alpha \tag{III.7}$$

Avec :

- σ : écart type de la série.
- \bar{X} : La moyenne arithmétique de la série.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Les paramètres de la loi de Gumbel issus de la méthode des moments

Nombre de données	34
\bar{X}	50.67
σ	28.5
X_0	37.86
α	22
L’équation de la droite de Gumbel s’écrit : $P_{max.j} (p\%) = 22 * Y + 37.86$	

III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique a la loi Galton :

III.2.2.1 Présentation de la loi de Galton (log-normale) :

La fonction de répartition de la loi log-normal est donnée par l'expression suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(X)-\bar{X}}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- \bar{X} : La moyenne des logarithmes de la variable x.
- σ : L'écart type des logarithmes de la variable x.

Quand on utilise la variable centrée réduite Z, la formulation devient ainsi :

$$Z = \frac{\log X - \bar{X}}{\sigma} \quad (\text{III.9})$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{max.j} (p\%) = e^{(\bar{X} + Z(P\%)*\sigma)} \quad (\text{III.10})$$

La valeur de paramètre Z est associée à la probabilité de non dépassement.

III.2.2.2 procédé de l'ajustement :

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on fait appel au logiciel HYFRAN.

Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisit est celle de Hazen.

Tableau III.6: Les paramètres de Galton (la loi log-normale)

Nombre de données	34
La moyenne des logarithmiques « \bar{X} »	1.66
L'écart type des logarithmiques « σ »	0.198
L'équation de la droite de Galton s'écrit ainsi : $P_{max.j} (p\%) = e^{(1.66 + Z(P\%)*0.198)}$	

II.2.2.3 Calcul des quantiles :

Le calcul des quantiles se fait par le logiciel HYFRAN pour une probabilité au non dépassement q correspond à une période de retour T, avec l'utilisation de la technique de vraisemblance, les résultats obtenues sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Calcul des quantiles a la loi de Galton

T(ans)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance 95%
100	0.99	131	20	92.0 - 170
25	0.95	96.1	11.6	73.3 - 119
10	0.9	81.4	8.65	64.5 - 98.4

XT : Pmax journalière pour chaque période de retour (mm)

q : probabilité au non dépassement

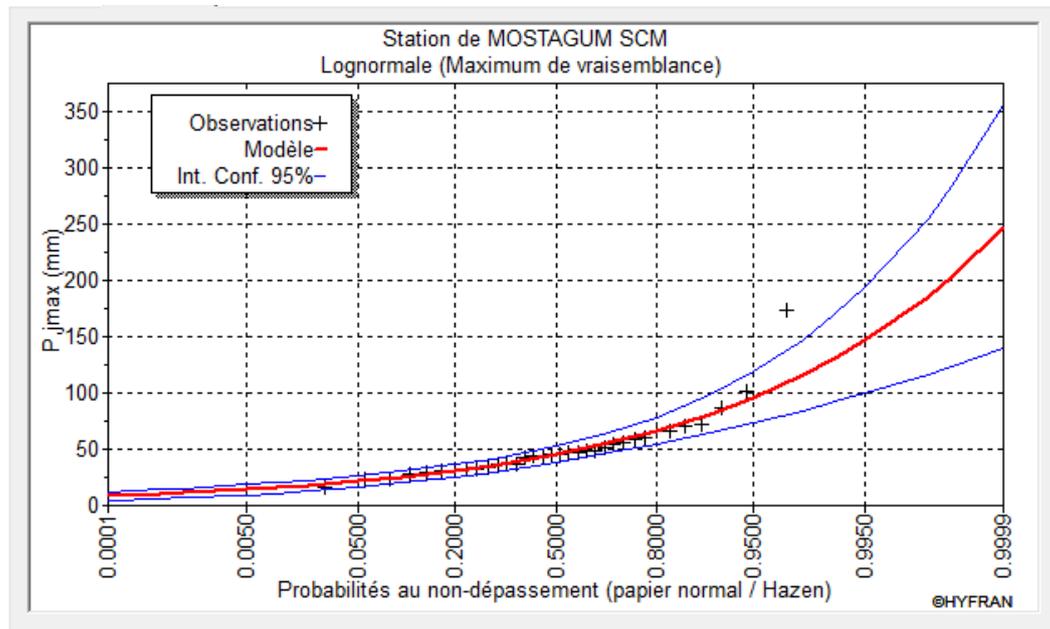


Figure III.3 Ajustement a la loi de Galton « maximum vraisemblance »

III.2.3 Ajustement de la série pluviométrique a la loi de GEV :

III.2.3.1 Présentation de la loi des extrêmes généralisée « GEV » :

C'est une loi à trois paramètres, leur fonction de répartition est décrite ainsi :

$$F(x) = e^{\left[-\left(1-C\frac{x-a}{b}\right)^{1/c}\right]} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- a : Paramètre de position.
- b : Paramètre de dispersion.
- c : Paramètre de forme.
- X : Variable étudié « Pmax.j »

La formulation de la variable réduite est décrite en-dessous :

$$Y = -\frac{1}{c} \ln\left(1 - C\frac{x-a}{b}\right) \quad (\text{III.15})$$

Avec : $F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.16})$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = a + \frac{b}{c} \left\{1 - [-\ln(F(x))]^c\right\} \quad (\text{III.17})$$

III.2.3.2 Calcul des quantiles :

L'intervalle de confiance est calculé pour une probabilité de 95%.

La technique des moments est sélectionnée pour le calcul des paramètres d'ajustement.

Les valeurs des quantiles et l'écart type ainsi l'intervalle de confiance sont

récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.8 : Calcul des quantiles par la loi de GEV

T(ans)	q	XT	Ecart type	Intervalle Confiance
100	0.99	148	40.8	N/D
25	0.95	98.7	15.9	67.6 - 130
10	0.9	78.6	10	61.5 - 101

XT : Pmax journalière pour chaque période de retour (mm)

q : probabilité au non dépassement

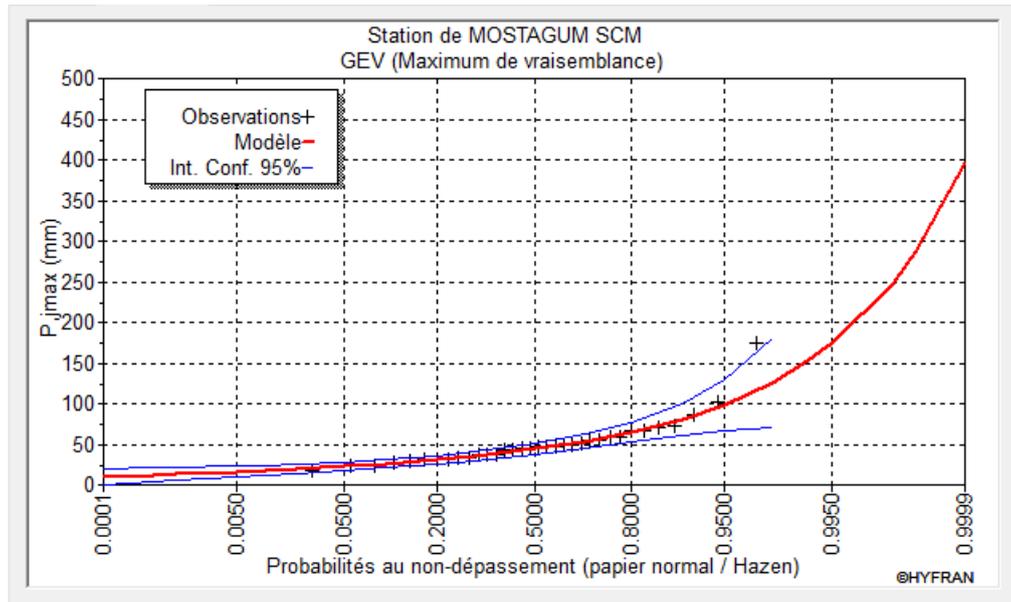


Figure III.4 Ajustement a loi de GEV

III.3 teste de l'ajustement de Khi carré :

Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisée pour un risque $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K-1-m$.

Avec :

- K = nombre de classes
- m : nombre de paramètres de la loi

Appliquant le logiciel HYFRAN on détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ

La détermination de χ^2 théorique sur la table de Pearson (Annexe III.2) Avec χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

$$\chi^2 \text{ calculé} < \chi^2 \text{ théorique.}$$

la loi qui s'ajuste mieux avec notre série est la loi de GEV

III.4 Pluies de courte durée

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_{ct. p\%} = P_{max.j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (III.18)$$

- **P_{ct. p%}**: Pluie de courte durée de même fréquence que P max j p% (mm).
- **P_{j,max}** : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).
- **t**: Temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en heures.
- **b** : Exposant climatique (b = 0,37) selon ANRH .

Ensuite on calcule les intensités maximales d'une durée $t(h)$ et une période de retour T (ans) par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (III.19)$$

- I_t : Intensité de durée $t(h)$, exprimée en (mm/h).

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul.

Tableau III.9 Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T.

T	100		25		10	
	t(h)	P_{ct} mm	I_t mm/h	P_{ct} mm	I_t mm/h	P_{ct} mm
0.25	26.12	104.49	17.42	69.68	13.87	55.49
0.5	33.99	67.99	22.67	45.34	18.05	36.11
0.75	39.66	52.87	26.45	35.26	21.06	28.08
1	44.24	44.24	29.50	29.50	23.49	23.49
1.5	51.61	34.40	34.42	22.94	27.41	18.27
2	57.57	28.78	38.39	19.20	30.57	15.29
3	67.16	22.39	44.79	14.93	35.67	11.89
4	74.91	18.73	49.96	12.49	39.79	9.95
5	81.54	16.31	54.38	10.88	43.31	8.66
6	87.39	14.57	58.28	9.71	46.41	7.74
7	92.67	13.24	61.80	8.83	49.21	7.03
8	97.49	12.19	65.01	8.13	51.77	6.47
9	101.95	11.33	67.99	7.55	54.14	6.02
10	106.12	10.61	70.77	7.08	56.36	5.64
11	110.03	10.00	73.38	6.67	58.43	5.31
12	113.73	9.48	75.84	6.32	60.40	5.03
13	117.24	9.02	78.19	6.01	62.26	4.79
14	120.59	8.61	80.42	5.74	64.04	4.57
15	123.79	8.25	82.56	5.50	65.74	4.38
16	126.87	7.93	84.61	5.29	67.38	4.21
17	129.82	7.64	86.58	5.09	68.95	4.06
18	132.67	7.37	88.48	4.92	70.46	3.91
19	135.43	7.13	90.32	4.75	71.92	3.79
20	138.09	6.90	92.09	4.60	73.34	3.67
21	140.68	6.70	93.82	4.47	74.71	3.56
22	143.19	6.51	95.49	4.34	76.04	3.46
23	145.63	6.33	97.12	4.22	77.34	3.36
24	148.00	6.17	98.70	4.11	78.60	3.28

Tableau III.10 : Précipitation probable pour un tc

BV N°:	S (Km²)	tc (h)	T=100	T=25	T=10
			Ptc,p%	Ptc,p%	Ptc,p%
1	2.85	1.54	52.12	34.76	27.68
2	5.31	2.82	65.60	43.75	34.84
3	2.45	3.07	67.75	45.18	35.98
4	5.97	2.09	58.54	39.04	31.09

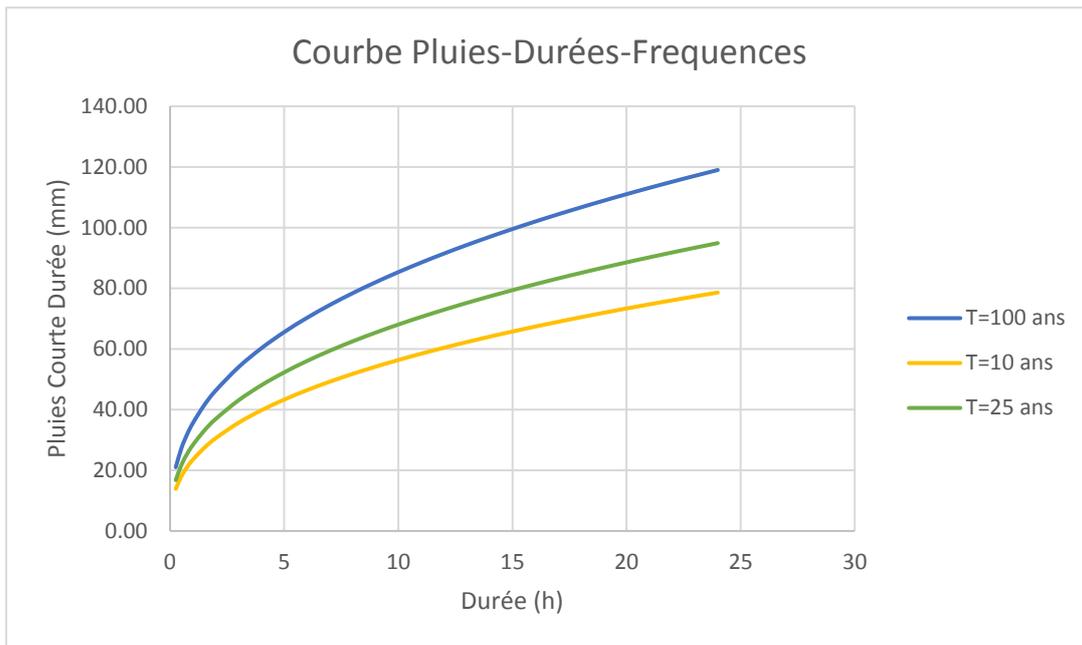


Figure III.5 : Courbes des pluies-durées-fréquences

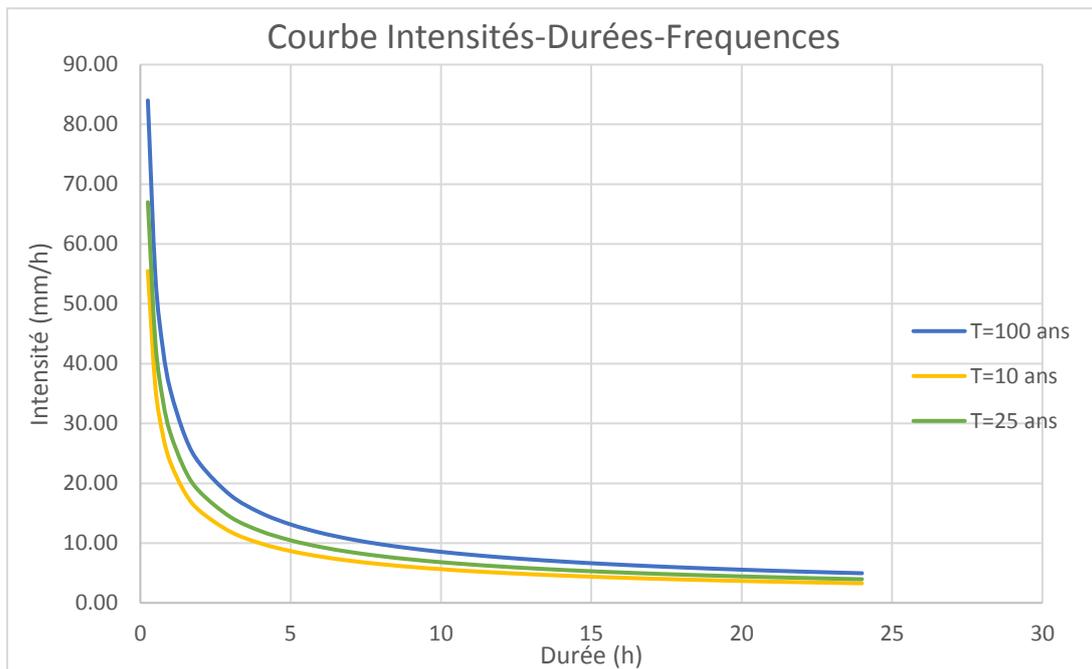


Figure III.6 Courbes intensités-durées fréquences

III.5 Etude des crues

Après avoir étudié les caractéristiques du bassin versant (la morphologie, les propriétés physiques de versant, la structuration du réseau...) dans le chapitre I. Et on a déterminé la quantité de pluie de chaque période de retour. On se trouve devant la question suivante : Quelle sera la quantité de débit d'eau qui sera générée à l'exutoire de notre bassin versant ?

Pour arriver à une réponse claire et représentative on doit connaître la réponse hydrologique « le débit max de crue pour chaque période de retour »

Pour arriver à ces fins on fait appel à deux approches différentes :

- Approche empirique : relations entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour, dont on utilise des formules.
- Approche déterministe : on modélise le processus pluie-écoulement du bassin par le modèle HEC-HMS afin de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue,

III.5.1 Approche empirique :

Ces formules sont basées sur l'expérimentation ou sur certaine information propre à certaines régions pour lesquelles elles ont été déterminées. Ces formules empiriques sont à prendre avec précaution dans le sens où si elles sont valables dans une région, elles ne sont pas dans d'autres et donnent souvent des valeurs sous-estimées ou surestimées

(TOUAIBIA .2004)

III.5.1.1 Formule de SOKOLOVSKY

Le débit maximum probable $Q_{max, p\%}$ est donnée par la formule suivante

$$Q_{max, p\%} = 0.28 \frac{(P_{tc\%} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \quad (III.20)$$

Avec :

- S : surface du bassin versant en Km²
- Tc : Temps de concentration du bassin versant en h.
- P_{tc%} : précipitation en 'mm' de probabilité P_% correspondant a un temps tc.
- 0.28 coefficient de changement d'unité.
- H₀ : perte initiale en (mm), au nord de l'Algérie H₀ = 7mm
- α_{p%} : coefficient de ruissellement pour la crue probable .

$$\frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H_0}} \quad (III.21)$$

- Xp : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.
- F : coefficient de forme de la crue

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (III.22)$$

Pour :

- $1 < S < 50 \text{ Km}^2 \Rightarrow \gamma = 2$
- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$
- Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$

On prend $\gamma = 2$ et $f = 1.2$

Les résultats de calculs seront recapitulé dans le tableau suivant

Tableau III.11 : Débit max par la formule de SOKOLOVSKY

	BV N°:	1	2	3	4
T=100	P_{tc%}	52.12	65.60	67.75	58.54
	$\alpha_{p\%}$	0.42	0.47	0.45	0.44
	Q_{max}	9.11	13.48	5.20	17.05
T=25	P_{tc%}	34.76	43.75	45.18	39.04
	$\alpha_{p\%}$	0.36	0.41	0.40	0.39
	Q_{max}	5.65	8.69	3.32	10.79
T=10	P_{tc%}	27.68	34.84	35.98	31.09
	$\alpha_{p\%}$	0.33	0.38	0.37	0.36
	Q_{max}	4.25	6.71	2.55	8.24

III.5.1.2 Formule de TURAZZA :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale des précipitations déterminées sur un intervalle de référence égale au temps de concentration du bassin versant

$$Q_{max;p\%} = \frac{C_e \cdot P_{tc,p\%} \cdot S}{3.6 \cdot tc} \quad (II.23)$$

Avec :

- S : surface du bassin versant.
- P_{tc,p%} : précipitation probable pour un tc
- C_e : coefficient de ruissèlement de la crue considérée pour probabilité P%
 - P= 10% C=0.6
 - P= 1% C=0.7
 - P= 0.1% C=0.8

Les résultats des calculs seront dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Débit max par la formule de TURAZZA

	BV N° :	1	2	3	4
T=100	P _{p%}	52.12	65.60	67.75	58.54
	Q_{max}	15.52	20.06	8.20	26.62
T=25	P _{p%}	34.76	43.75	45.18	39.04
	Q_{max}	11.87	15.35	6.28	20.36
T=10	P _{p%}	27.68	34.84	35.98	31.09
	Q_{max}	8.79	11.36	4.65	15.07

III.5.1.3 Formule de Mallet-Gauthier :

Dans leur étude sur les problèmes de m'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitation, de la surface du bassin versant et d'u coefficient K caractéristique géographiques et climatique du bassin versant

$$Q_{max,p\%} = 2. K. \log(1 + 20\bar{H}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log s} \quad (\text{III.24})$$

Avec :

- K : constant comprise entre (1 : 3) on prend K=1
- \bar{H} : précipitation moyenne interannuelle en m $\bar{H} = 349$ mm
- S : surface du bassin versant en Km².
- L : longueur du talweg principale
- T : période de retour

Les résultats seront représentés dans le tableaux suivant

Tableau III.13 Débit max par la formule de Mallet-Gauthier

		T		100	25	10
BV N°	S (Km ²)	L (Km)	Q _{max} (T=100)	Q _{max} (T=20)	Q _{max} (T=10)	
1	2.85	3.57	7.95	6.52	5.80	
2	5.31	3.62	14.48	11.79	10.41	
3	2.45	2.45	8.29	6.81	6.06	
4	5.97	3.16	17.37	14.12	12.45	

Tableau III.14 résultat pour des formules empiriques pour T=25 ans

BV N° :	SOKOLOVSKY	TURAZZA	MALLET-GAUTHIER
1	5.65	11.87	6.52
2	8.69	15.35	11.79
3	3.32	6.28	6.81
4	10.79	20.36	14.12

III.5.1.4 Hydrogramme de :

L'hydrogramme des crues pluviales exceptionnelles est généralement caractérisé par une forme triangulaire avec un sommet pointu. Un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modèles courants, on utilise celui de **SOKOLOVSKY** qui considère l'hydrogramme comme un triangle parabolique formé par deux branches.

La branche de la phase montée est exprimée par l'expression :

$$Q_t = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (III.25)$$

La branche de la phase décrue est exprimée par l'expression :

$$Q_t = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \quad (III.26)$$

Avec :

- Q_t : Débit instantané (m^3/s)
- m et n : Coefficient de courbure ($m=2$; $n=3$).
- t_m : Temps de montée de la crue, (SOKOLOVSKY) $t_m=t_c$
- t_d : Temps de la décrue $t_d = \delta.t_m = \delta.t_c$
- δ : Coefficient qui dépend de la capacité de régularisation.

Où :

- $\delta = 2$ pour petit cours d'eau à capacité de drainage insignifiant
- $\delta = 2,5$ à 3 pour les moyen et grands cours d'eau à lit moyen peu prononcé.
- $\delta = 4$ pour les grands cours d'eau forestiers et lit important.

Dans notre cas, on prend $\delta = 2$

Les résultats de calcul d'hydrogramme de Crue pour le BV1 sera représenté dans l'Annexe III.3

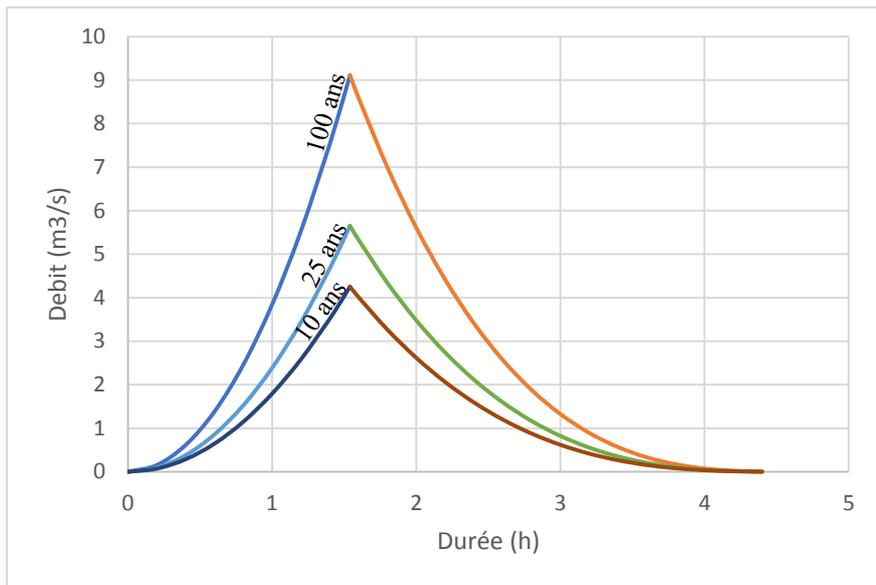


Figure III.7 Hydrogramme de crue BV1

Les résultats de calcul d'hydrogramme de Crue pour le BV2 sera dans représenté l'Annexe III.4

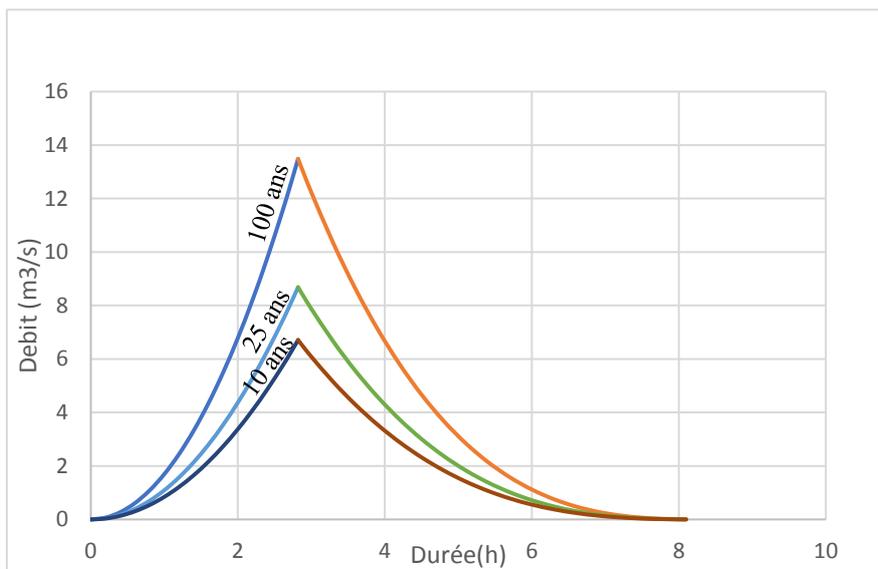


Figure III.8 Hydrogramme de crue BV2

Les résultats de calcul d'hydrogramme de Crue pour le BV3 sera représenté dans l'Annexe III.5

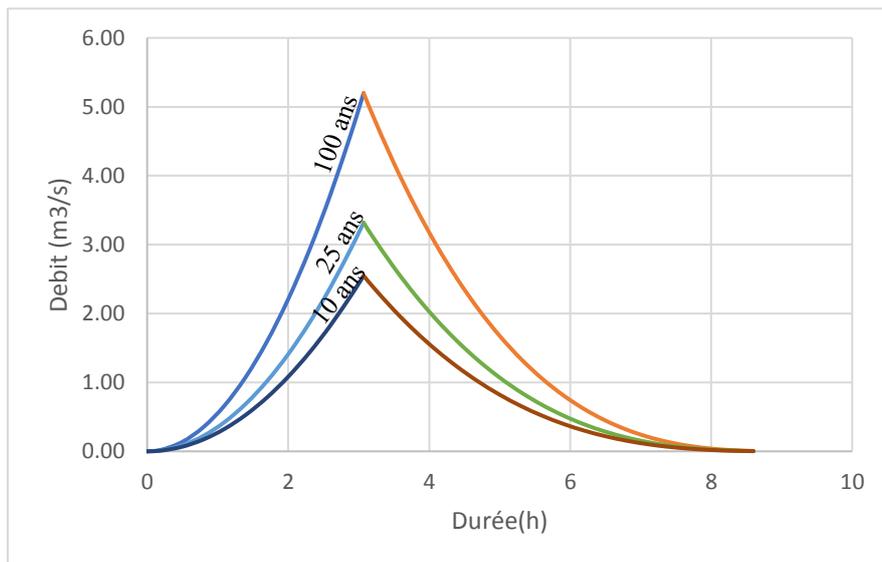


Figure III.9 Hydrogramme de crue BV3

Les résultats de calcul d'hydrogramme de Crue pour le BV4 sera représenté dans l'Annexe III.6

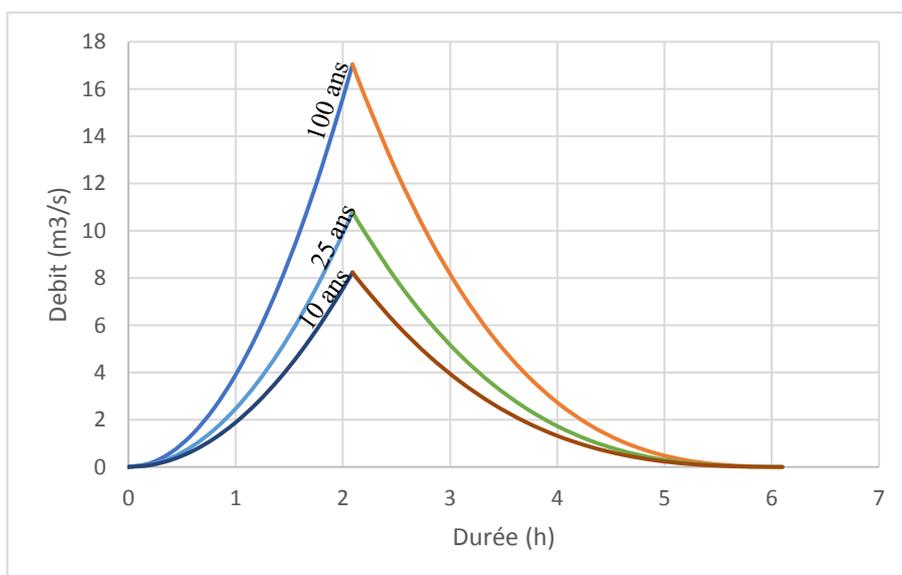


Figure III.10 Hydrogramme de crue BV4

III.5.2 Approche déterministe :

Un modèle hydrologique peut être défini comme une représentation théorique simplifiée d'une réalité physique. En hydrologie, la modélisation concerne généralement la relation pluie-débit, c'est à dire que les modèles utilisent la pluie comme variable d'entrée et calculent un hydrogramme en sortie du bassin. Ces modèles reposent en général sur deux fonctions distinctes :

- Une fonction de production qui sépare la pluie en une partie infiltrée et en une partie ruisselée.

- Une fonction de transfert qui achemine la pluie ruisselée à l'exutoire de l'unité hydrologique (le bassin versant).

Les Modèles développés sous le modèle hydrologique HEC-HMS se basent sur trois fonctions essentielles : Modèles pour calculer les précipitations, le volume de ruissellement, le ruissellement direct et les modèles de calcul des écoulements souterrains (Hydrologic Engineering Center, 2002)

Le HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) est un logiciel qui simule le comportement hydrologique d'un Bassin Versant suite à des événements pluvieux prédéterminés, développé par Hydrologic Engineering Center (HEC) du corps de l'armée américaine des ingénieurs.

Ce logiciel permet de traiter ou de simuler a la fois les différentes données (les précipitation, les pertes, les ruissèlement directs ,l'hydrologie fluviale) et de calculer des hydrogrammes de crues pour plusieurs objectifs à savoir les études de drainage urbain, la prévision des crues et leur impact, la conception des réservoirs, la réduction des effets des inondations, Le programme présente une interface graphique, des composantes hydrologiques intégrées, un système spécifique de stockage de données (DSS) et des outils de gestion, etc.

Le logiciel HEC-HMS fournit plusieurs fonctions de productions [Gridded Green and Ampt, SCS curve numbe..], ainsi les fonctions de transfert [Modclark,SCS unit hydrograph..].

On va opter pour la fonction SCS curve number, basée uniquement sur un seul paramètre, cette méthode reste simple à mettre en application et s'avère généralement stable au niveau des calculs, ce qui justifié notre choix dans leur adoption comme modèle de production, et le modèle de transfert sera réalisé par la fonction SCS unit hydrograph.

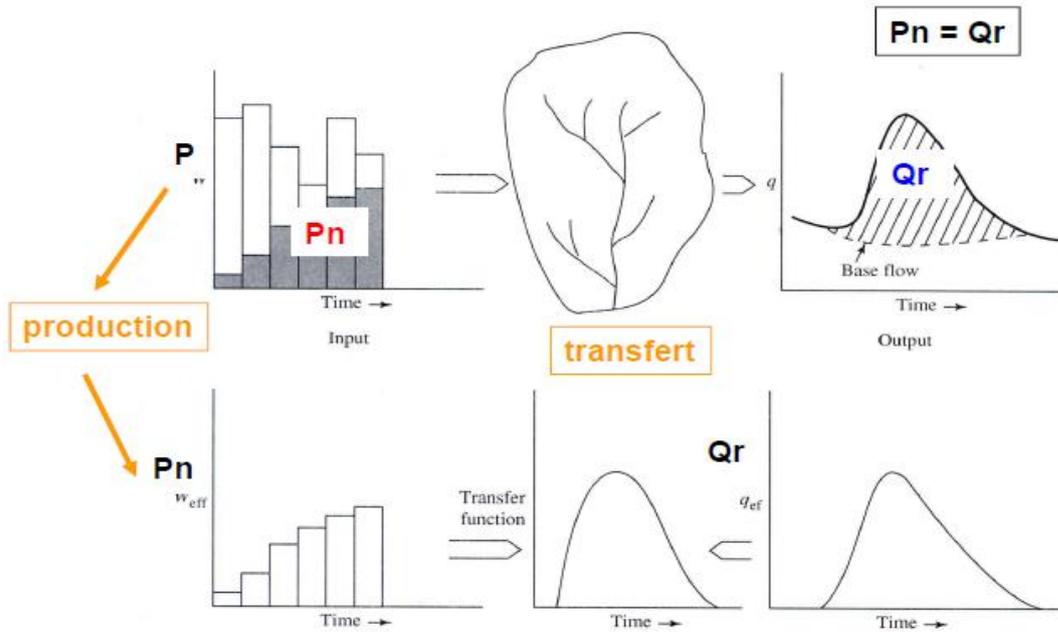


Figure III.11 : La relation pluie-débit : Production et transfert

III.5.2.1 Présentation du model de calcul du processus d'infiltration « SCS curve number »

Ce modèle, développé par le soil conservation service (SCS) estime l'excès de précipitations comme une fonction des précipitations cumulées, de la couverture et de l'humidité initiale du sol à partir de l'équation suivante :

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \quad (III.27)$$

- P_e : Excès de précipitations.
- P : le total de précipitations accumulées au temps .
- I_a : les pertes initiales .
- S : Potentiel maximum de rétention (capacité du sol à capter et retenir une pluie d'orage).

Tant que le volume des précipitations cumulées ne dépasse pas la capacité initiale de rétention du sol, ce modèle considère qu'il n'y a pas d'excès de précipitations et donc que le ruissellement est nul.

A partir de l'analyse d'une multitude de résultats issus de petits bassins expérimentaux, le SCS a pu développer une relation empirique entre I et S , dont :

$$I_a = 0.2 S \quad (III.28)$$

Notons que le potentiel maximum de rétention (S), ainsi que les caractéristiques du bassin versant sont reliés par un unique paramètre intermédiaire, le Curve Number (CN) défini par :

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (III.29)$$

III.5.2.2 valeur de CN « Curve number » :

CN peut être estimé comme une fonction du type du sol, d'occupation du sol et des conditions hydriques précédentes du bassin versant, ce nombre peut être estimé à partir des tables des données en annexe III.7 du manuel de référence technique HEC-HMS, qui exprime CN en fonction du type de sol

Pour un bassin versant composé de différents types de sols ou de couvertures végétales, on peut établir un CN moyen par la relation suivante :

Voir la nature limoneuse sableuse de notre sol nous choisissons un sol de type B [infiltration moyenne], après avoir choisi la classe du sol et déterminé les différentes occupations de notre bassin, on réfère tables publiées par le SCS (Annexe), afin de fixer la valeur de CN pour chaque catégorie.

Le tableau ci-dessous récapitule les six catégories d'occupation du sol de notre bassin d'étude et la valeur de CN correspond à chaque catégorie.

Tableau III.19 : catégories d'occupation du sol et valeurs de CN

Catégorie	Valeur de CN
Sol agricole	63
Habitat dense	85
Habitat moyennement dense	80
Habitat dispersée	75

Puisque notre bassin d'étude est caractérisé par différents types et usages de sols, alors nous sommes obligés d'évaluer le CN pondéré. Pour chaque sous bassin, on a délimité les différentes catégories d'occupation du sol dont on a éveillé pour que la surface ne sera pas très grande afin de ne pas augmenter l'incertitude de la méthode. On a calculé la surface de chaque parcelle ainsi on l'a associé la valeur de CN qui la correspond. Dans le but de calculer le CN pondéré de chaque sous bassin à l'aide de la formule suivante :

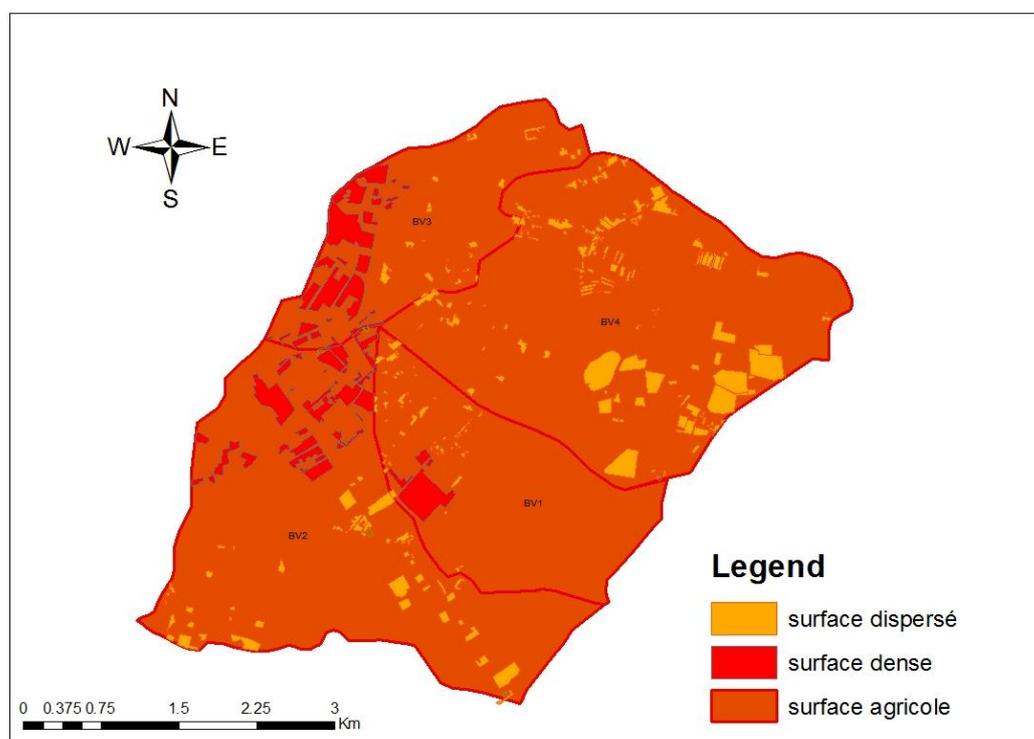
$$CN_p = \frac{CN_i * S_i}{S} \quad (\text{III.29})$$

- Si : la surface occupée
- CN_i : Cuve Number correspondant à la surface occupée
- S : surface du bassin versant

On procède à la détermination de taux d'imperméabilisation de chaque sous bassin, par l'estimation des surfaces imperméable (urbaines) à travers le logiciel de SIG, les résultats de ce coefficient pour chaque BV en % par rapport à sa surface totale, sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.20 : Coefficient d'imperméabilité des BV

BV N° :	C impr (%)
1	6.46
2	12.62
3	20.82
4	11.66

**Figure III.12** : Occupation du sol (1/30000)

III.5.2.3 Présentation de model de calcul du processus d'écoulement direct « SCS unit hydrograph » :

Ce modèle pour l'écoulement direct se base sur l'utilisation de l'hydrogramme unitaire adimensionnel et curviligne développé par Mockus en 1985.

Pour la modélisation, le seul paramètre ajustable pour la calibration est t_{lag} , le temps de retard entre le pic de crue et le pic des précipitations ("lag time"). Le paramètre t_{lag} est donné par la formule suivante :

$$t_{lag} = 0.6 * t_c \quad (III.30)$$

Avec :

- T_c : temps de concertation du bassin versant.

L'ensemble des entrées nécessaires a la modélisation par le modèle HEC-HMS, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Les entrées du HEC-HMS

BV N° :	CN	C impr (%)	Tc (h)	Lag (min)
1	63.83	6.46	1.54	55.4
2	64.76	12.62	2.82	101.5
3	65.94	20.82	3.07	110.5
4	64.57	11.66	2.09	75.2

III.5.2.4 Démarche de la modélisation :

La modélisation de la réponse d'un bassin versant soumis à un phénomène pluvieux sous le logiciel HEC-HMS est découpée en deux parties :

- La modélisation du bassin versant.
- La modélisation des précipitations.

III.5.2.4.1 Modélisation du bassin versant :

Les différentes composantes du bassin versant sont introduites comme des entités, dont chaque entité on va l'associer ses attributs (caractéristiques).

Notre bassin versant est subdivisé en deux bassins versant élémentaires, chaque bassin dispose de leur propre exutoire.

Ensuite on fait le choix de la méthode de production et de transfert, on introduit les entités de chaque sous bassin à savoir : (sa surface, curve number, imprevious, lag time.....) avec le choix de leur exutoire.

III.5.2.4.2 Modélisation des précipitations :

Dans cette rubrique on introduit la série des pluies de durée partielle issue de tableau III.15 (Pluie de courte durée) pour une période de retour 25 ans. Suivant un scénario de simulation qui en considération la pluie d'une durée de 24 heures (1 day) avec un pas de temps d'une heure

III.5.2.4.3 Simulation hydrologiques et visualisation des résultats :

A présent toutes les parties indispensables à une simulation hydrologique sous HEC-HMS sont prêtes, il ne nous reste que le lancement de la simulation. L'outil principal de cette partie est le gestionnaire d'exécution que l'on obtient à partir de l'écran « Basin Model ». L'exécution est lancée après avoir sélectionné un « Run ». Un Run est défini par le modèle de bassin et le modèle de précipitation.

Les résultats peuvent être visualisés en utilisant l'écran du modèle de bassin en chaque élément du bassin sous forme :

- De graphes.
- De tableau récapitulatif des résultats (Summary table) ;
- De tableau relatif aux résultats calculés à chaque pas de temps (Time Séries Table).

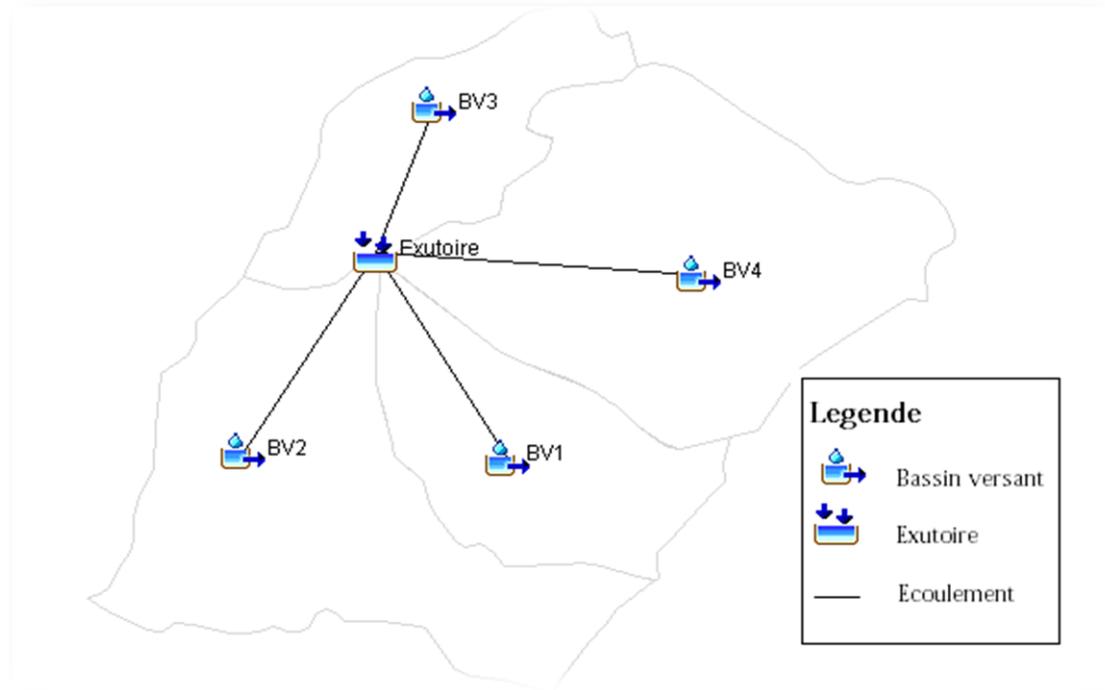


Figure III.13 : Représentation du schéma d'écoulement sur HEC-HMS

L'hydrogramme de crue produit par le BV1 est représenté dans l'Annexe III.7

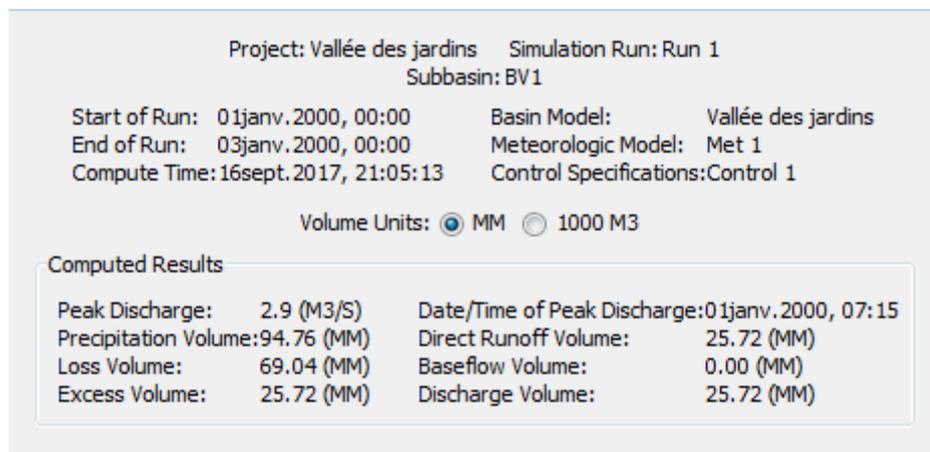


Figure III.14 Débit max au niveau de BV1

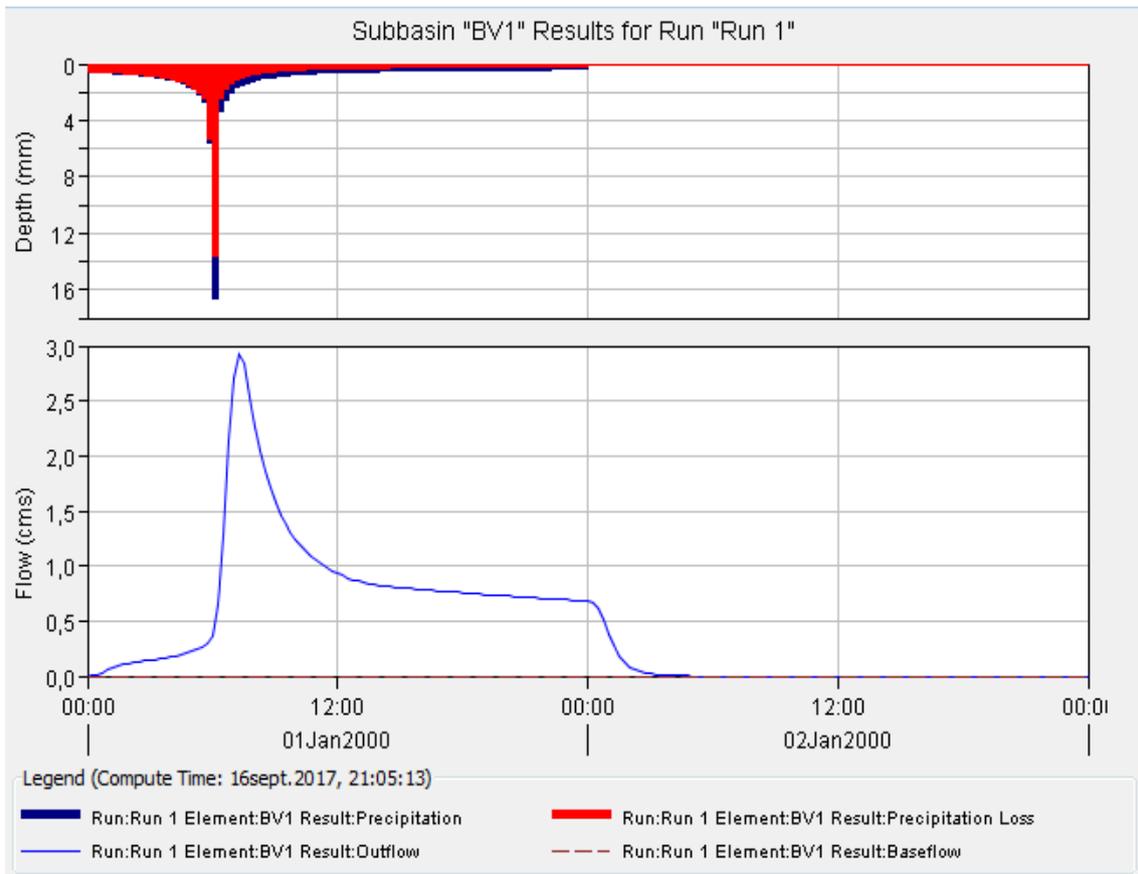


Figure III.15 : Hydrogramme de crue au niveau de BV1

L'hydrogramme de crue produit par le BV2 est représenté dans l'Annexe III.8

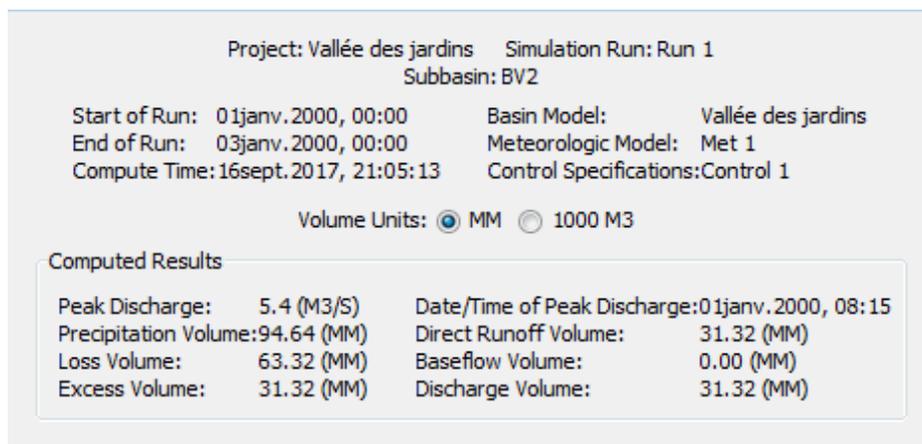


Figure III.16 Débit max au niveau de BV2

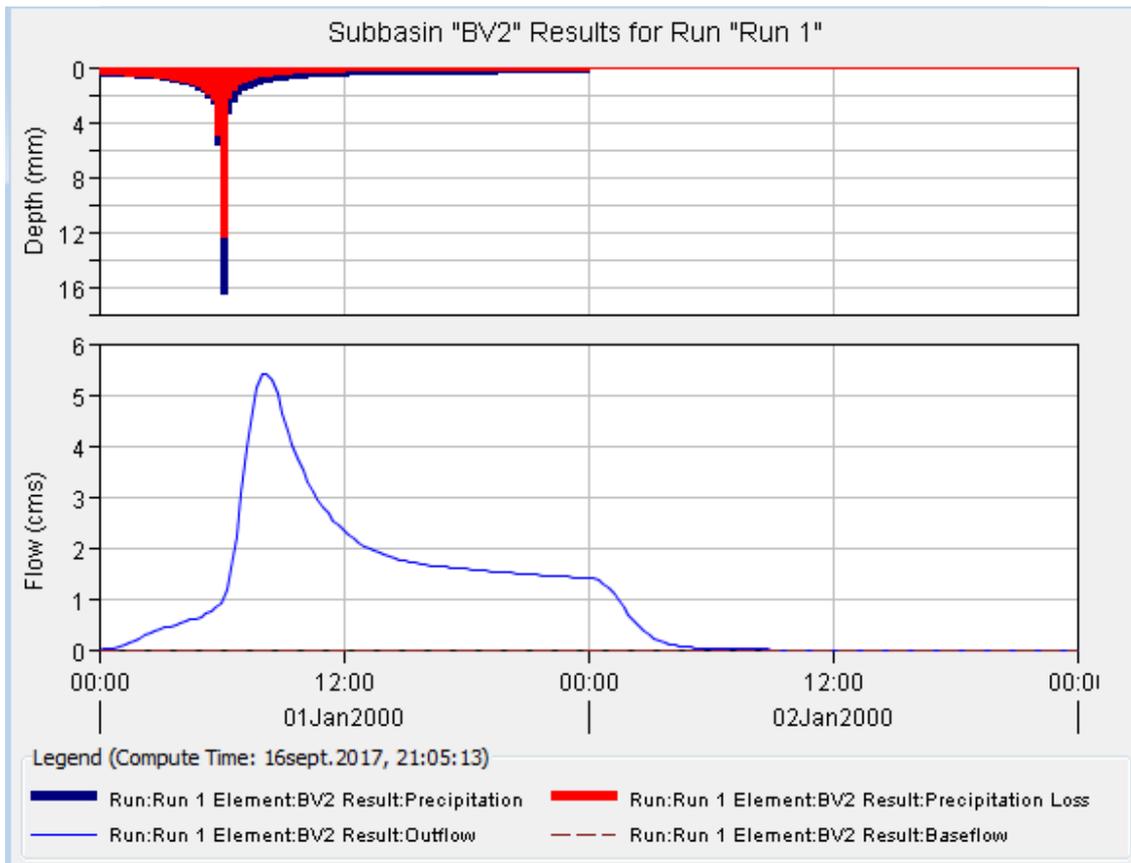


Figure III.17 : Hydrogramme de crue au niveau de BV2

L'hydrogramme de crue produit par le BV3 est représenté dans l'Annexe III.9

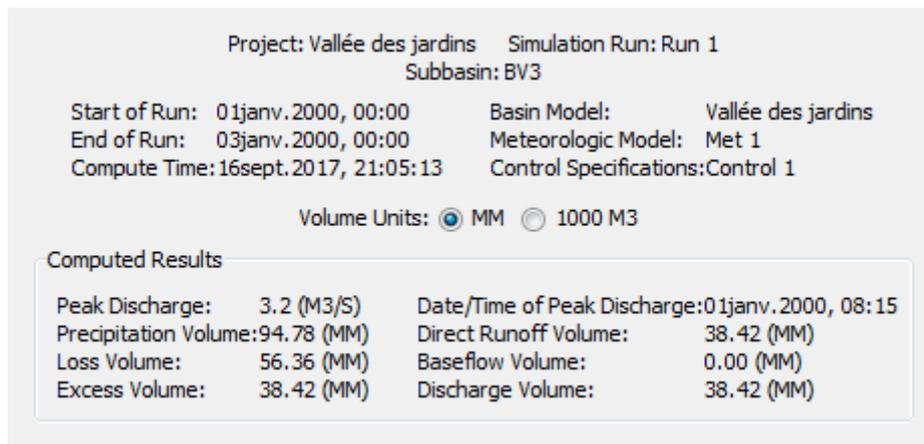


Figure III.18 Débit max au niveau de BV3

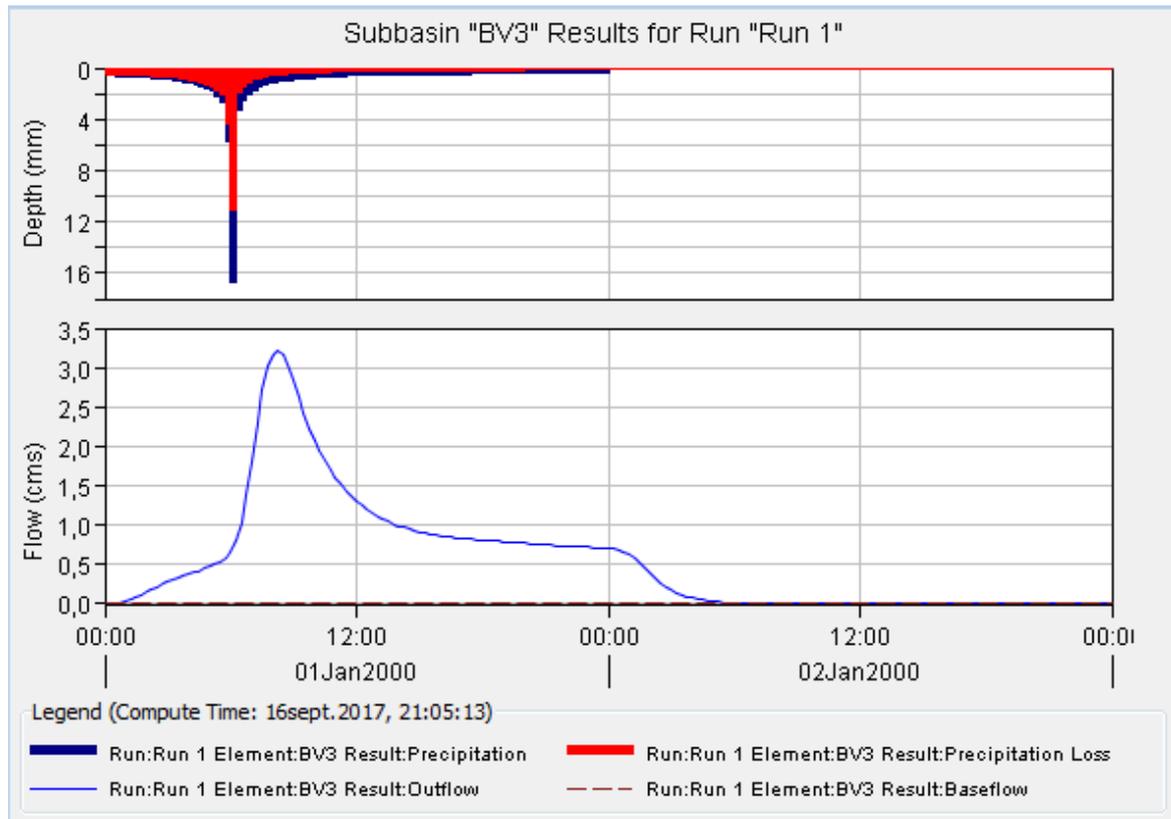


Figure III.19: Hydrogramme de crue au niveau de BV3

L'hydrogramme de crue produit par le BV4 est représenté dans l'Annexe III.10

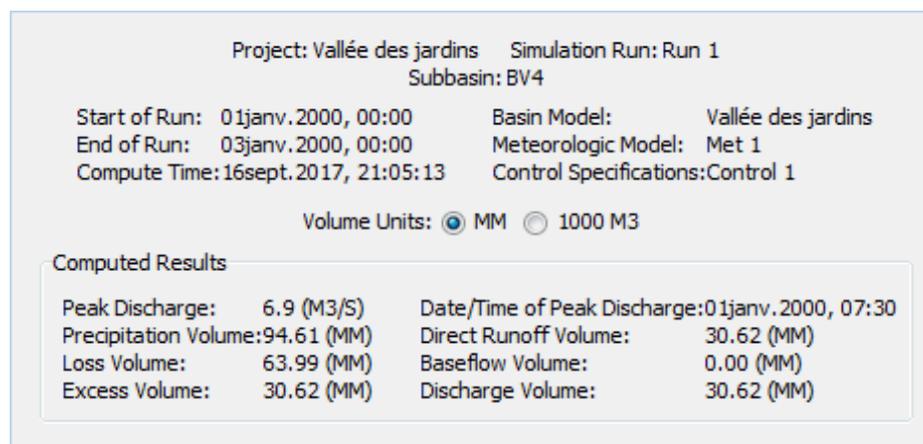


Figure III.20 Débit max au niveau de BV4

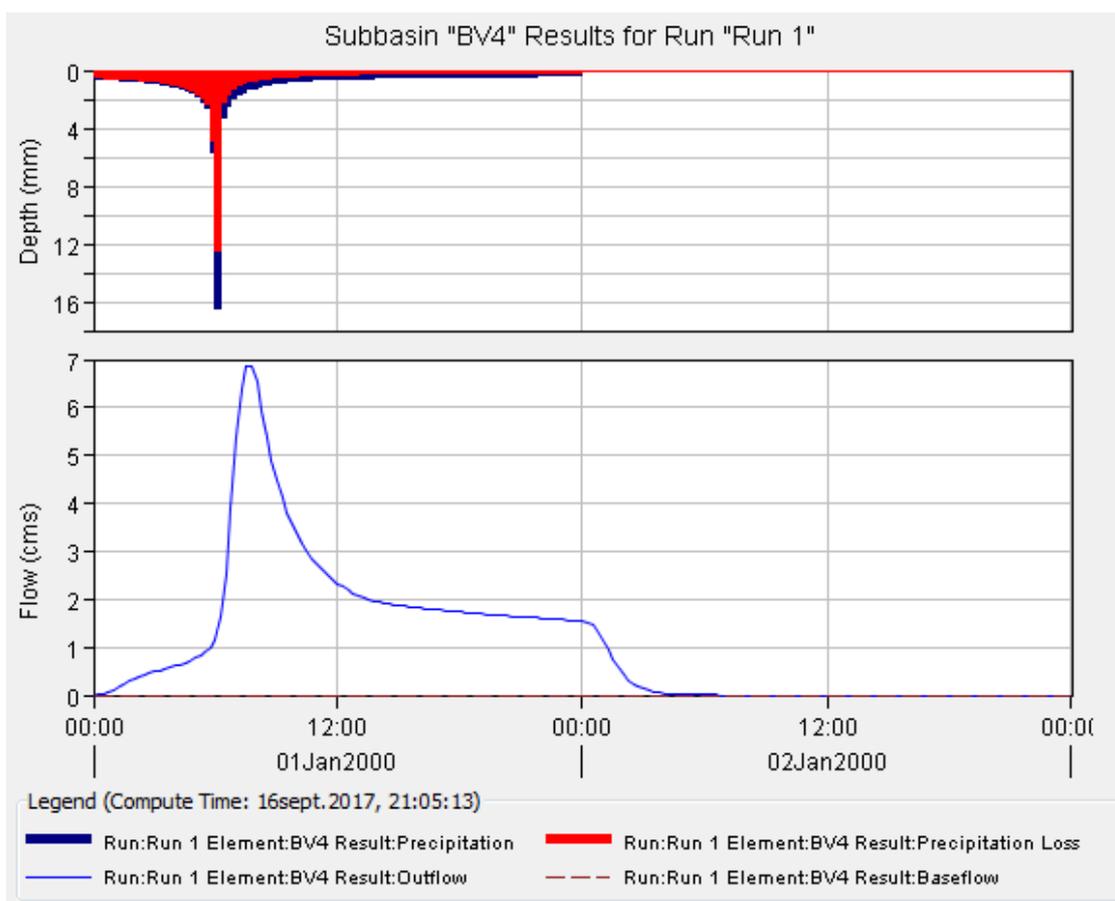


Figure III.21 : Hydrogramme de crue au niveau de BV4

Résultat de simulation de l'hydrogramme de crue créée par les quatre bassins versants est représenté dans l'Annexe III.11

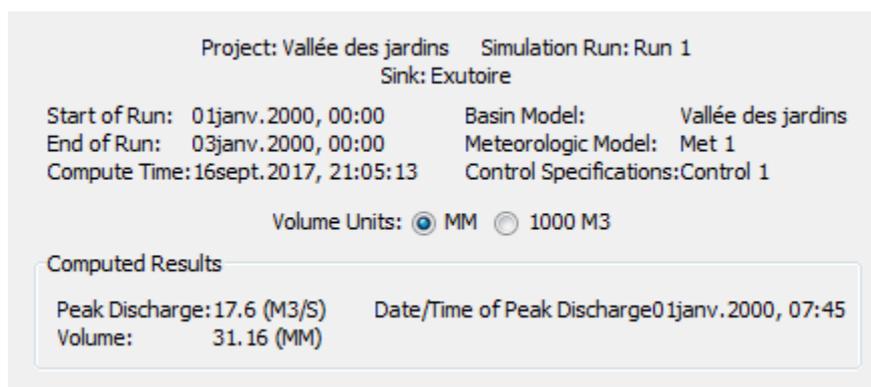


Figure III.22 : Débit max au niveau de l'exutoire

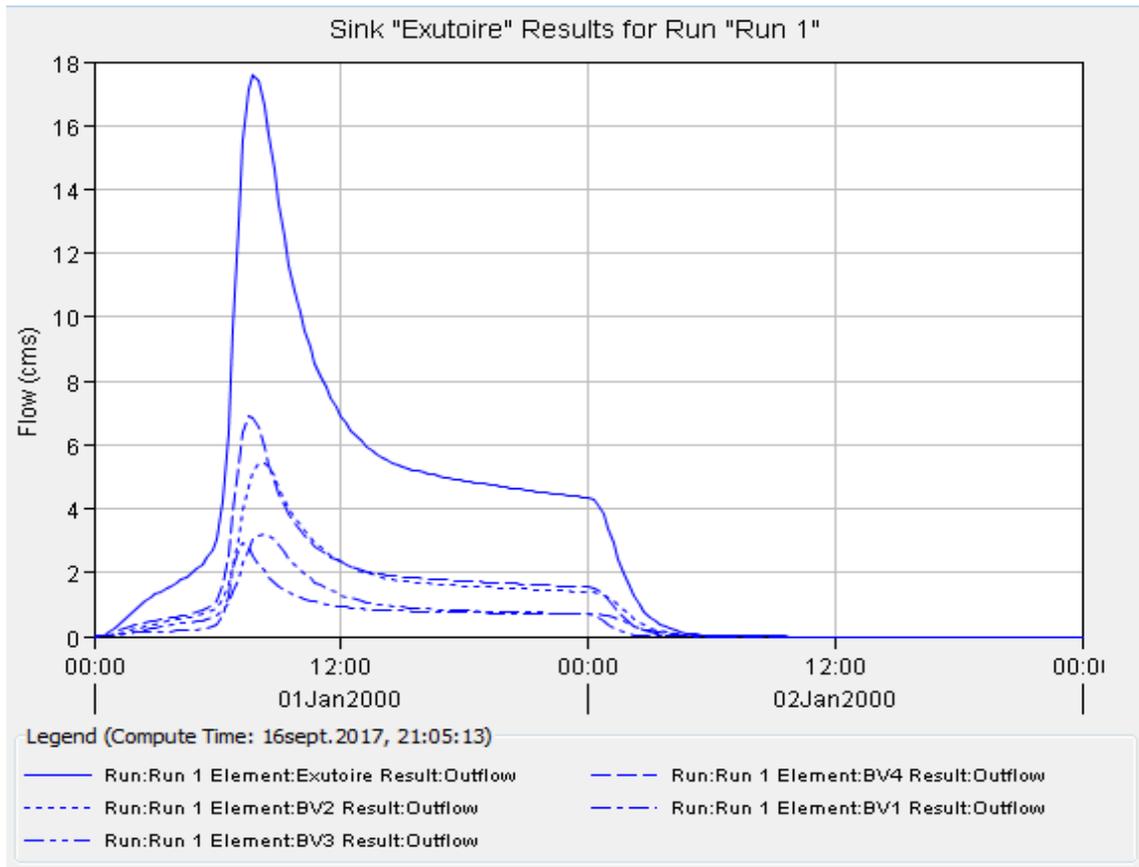


Figure III.23 : Hydrogramme de crue au niveau de l’Exutoire

Tableau III.24 Résultat des deux approches pour T=25 ans

BV	SOKOLOVSKY	TURAZZA	MALLET-GAUTHIER	HEC-HMS
1	5.65	11.87	6.52	2.9
2	8.69	15.35	11.79	5.4
3	3.32	6.28	6.81	3.2
4	10.79	20.36	14.12	6.9

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé les pluies fréquentielles ainsi les débits de crue pour différentes périodes de retours. Le modèle fréquentiel le plus adéquat d’après le test d’adéquation et l’analyse de la distribution en queue de la série pluviométrique est celui de GUMBEL.

Ensuite on a exprimé la relation pluie-durée-période de retour à l’aide de la construction des courbes IDF afin de répartir le quantile journalier sur les différentes durées.

Les modèles d’estimation de débit de pointe de la crue à savoir les modèle empirique et le modèle SCS CN ont donnés une grande différence, et pour cela c’est difficile de faire le choix entre eux.

On prend celle issues de logiciel HEC-HMS « SCS CN » car elle se base sur des données réelles du terrain facile à acquérir

Chapitre IV
Analyse des conditions
naturelle du
fonctionnement des
canaux et vulnérabilité de
la zone d'étude

Introduction :

Les causes des inondations sont multiples, pour cette raison on se trouve devant différents types. Dans le but de projeter des moyens de protection adéquats. Ainsi, une bonne connaissance de l'état des lieux, une détermination des facteurs entraînant et accentuant ce phénomène avec la localisation des zones qui sont exposées aux risques, s'avèrent indispensable. Chaque travail hors cette démarche sera sans effet et ne répond jamais aux exigences de la population, même la solution à proposer ne remplit guère ses fonctionnalités. Pour arriver à ces fins, nous entamons cette partie avec une description générale du réseau de drainage existant afin de recenser toutes les anomalies et les causes qui peuvent surgir durant les périodes de crue.

Le logiciel HEC-RAS nous permet de modéliser les données hydrologiques suivant des critères morpho-métriques de la zone d'étude, dans le but de déterminer comment la crue de de fréquence $T = 25$ ans manifeste dans le réseau de drainage ainsi les hauteurs d'eau résultantes et localiser les zones où il y a un débordement.

IV.1 Description générale

Plusieurs études d'assainissement ont été menées dans la zone de la vallée des jardins, cependant ces dernières sont des études partielles qui n'ont pas pris en compte le bassin versant dans sa globalité. C'est dans ce contexte que s'inscrit cette étude.

La vallée des jardins étant une dépression naturelle, elle collecte l'ensemble des eaux de ruissellement d'un bassin versant dont la surface totale approche les 16.57 km², de ce fait elle est naturellement marécageuse et inondable.

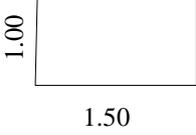
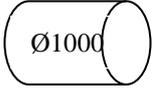
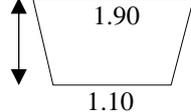
Cette dépression endoréique est située au Sud de Mostaganem, ne possède aucun exutoire naturel débouchant sur la mer toute proche, suite aux inondations de l'oued Ain-Sefra de 1927, cette zone à été drainée par une galerie qui rejoint l'oued. La capacité de cette galerie est limitée à un débit à pleine section de 0,86 m³/s.

Dans cette partie de l'étude on essaye de donner une description générale du réseau de drainage. Les canaux (en terre et en béton) et les différents ouvrages existants

VI.2 Description des aménagements existants :

Le terrain naturel dans la vallée des jardins est orienté du sud- vers le Nord-Ouest, avec une pente moyenne de l'ordre de 1%. Les écoulements extérieurs, qui doivent être empêchés d'accéder à l'agglomération, sont interceptés par un système d'évacuation des eaux pluviales et traverse les trois canaux ; le premier a une forme trapézoïdale, le second a une forme rectangulaire et le troisième est un canal en terre raccordé sur une conduite en CAO DN1000. Les caractéristiques physiques des canaux sont représentées au Tableau IV.1

Tableau IV.1 : Caractéristiques physiques de segments du canal.

Segment	Section hydraulique	Pente longitudinale (%)
1	 1.00 1.50	1,3
2	 Ø1000	1
3	 1.90 1.65 1.10	0,2

Ce réseau permet la collecte et l'évacuation d'une majeure partie des eaux vers des zones naturelles d'accumulation formant ainsi des zones inondables temporaires et l'autre partie vers la galerie située à l'exutoire de l'ensemble des bassins versants afin d'être évacuer vers la mer.

La configuration de ce réseau est rapportée sur un modèle hydraulique afin d'étudier son comportement pendant la crue de fréquence 25 ans

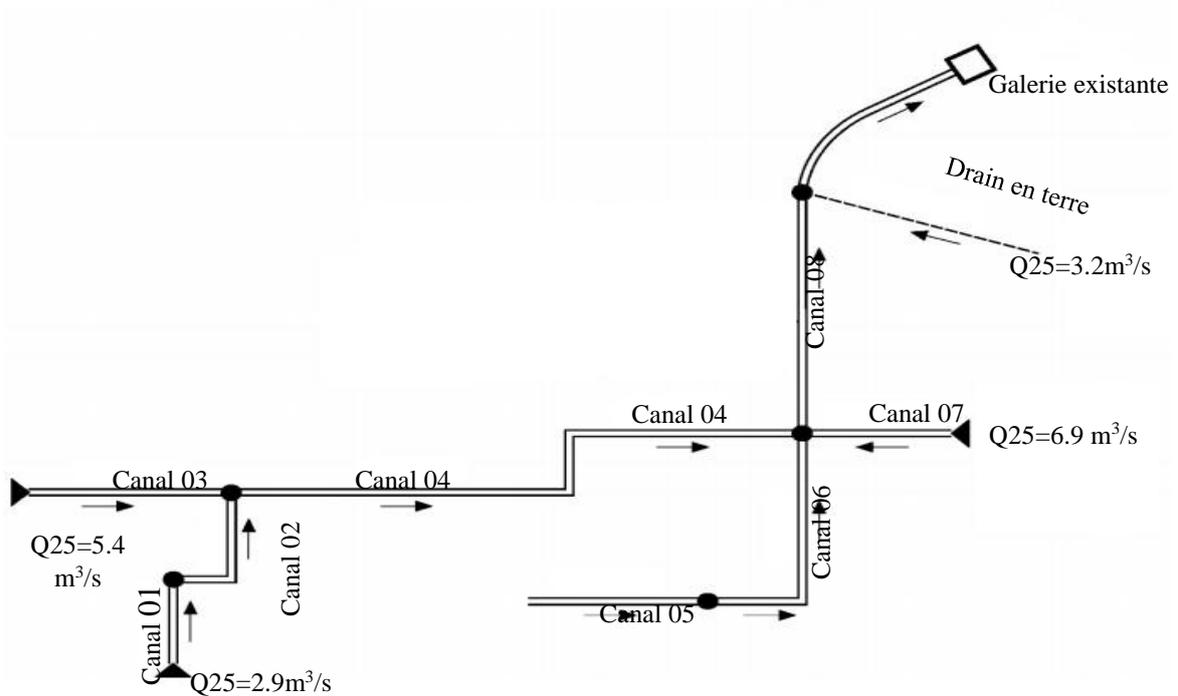


Figure IV .1 Schéma de du réseau existant

Le réseau de drains existants de la vallée des jardins peut être décomposé en 07 tronçons :

- Les deux premiers canaux sont localisés au sud de la vallée des jardins, le premier débute à l'entrée sud de Debdaba et rejoint le deuxième pour aboutir à Hai Salem.
- Le troisième il passe au nord du CEM Debdaba et suit la rue de la mosquée pour aller rejoindre le canal 2.
- Le quatrième canal, en terre naturelle, démarre de la jonction des canaux 2 et 3 et aboutit au sud du centre équestre.
- Le cinquième et le sixième sont des canaux en terre, ils passent au sud du centre équestre pour aller rejoindre le canal 4.
- Le septième et un canal en terre qui passe au sud du centre équestre et rejoint au canaux 4 et 6
- Le huitième tronçon démarre de la jonction des tronçons 6,4,7, il passe entre le centre équestre et la cité nouvelle. Il est en partiellement maçonné.
- Le drain en terre situé au nord du centre équestre va rejoindre le tronçon 8 au nord de la cité nouvelle.
- Le dernier tronçon débute de la jonction du canal 8 et le drain en terre et se dirige vers l'entrée de la galerie existante.

Les caractéristiques du réseau existant sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Caractéristiques du réseau des eaux pluviales

Tronçons	Nature	Longueur (m)	Forme
Canal N :1	Béton	448.6	Rectangulaire
Canal N :2	Béton	454.1	Rectangulaire + circulaire
Canal N :3	Béton	551	Trapézoïdale + circulaire
Canal N :4	Béton	550	Trapézoïdale + circulaire
Canal N :5	Terre	117.3	Trapézoïdale
Canal N :6	Terre	409.36	Trapézoïdale
Canal N :7	Terre	304.6	Trapézoïdale
Canal N:8	Béton	876	Trapézoïdale
Drain en terre	Béton	498.16	Trapézoïdale

IV.3 Description des problèmes des inondations

Suite à une mission de reconnaissance sur terrain, on cite quelque problème d'inondations représentés dans la figure IV.2



Figure IV.2 les points noirs situés dans la zone d'étude

- **Problème N°1 :**



Figure IV.3 : section d'un dalot

La section du dalot n'est pas en mesure de véhiculer toute les eaux du canal, en plus les raccordements illicites des réseaux d'assainissement des citoyens à participer à l'étranglement de l'ouverture du dalot par la réalisation d'un regard en béton armé et la pose d'une dallette à l'entrée du dalot

- **Problème N°2 :**



Figure IV.4 : Passage busé

La section de la conduite en béton utilisée comme passage busé est insuffisante, et le canal est bloqué par une végétation sauvage qui empêche l'écoulement des eaux.

- **Problème N°3 :**

Intersection de trois canaux et création d'une contre pente pour certains d'entre eux en inondant une grande partie des terres agricoles.

- **Problème N°4 :**

Canal en terre bloqué par des sédiments et déchets solides au niveau de l'ouvrage à proximité de l'habitation des héritiers TAKARLI provoquant des inondations d'importantes superficies agricoles à chaque évènement pluvieux

- **Problème N°5 :**

Canal en terre bloqué par des sédiments et déchets solides au niveau de l'ouvrage à proximité du poste transformateur d'électricité existant provoquant des inondations d'importantes superficies agricoles à chaque évènement pluvieux

- **Problème N°6 :**

Le canal en terre a subi un étranglement qui a réduit sa capacité hydraulique suite à la construction d'une clôture en béton armé par une tierce personne ce qui a produit un point inondable au niveau de cette zone d'où la nécessité de démolir cette clôture et aménager le canal à cet endroit.

- **Problème N°7 :**

Démolition d'une partie du canal en pierre au niveau d'une propriété privé donnant lieu à des inondations dans cette zone d'habitation d'où la nécessité de procéder à la réparation de la partie endommagée du canal et la raccorder au canal aménagé qui lie la galerie existante aux reste des canaux à l'endroit indiqué par une flèche sur cette photo.

IV.4 Vérification du fonctionnement hydraulique du réseau existant :

La vérification du fonctionnement hydraulique s'effectue en contrôlant si le système de drainage existant au niveau de la vallée des jardins peut faire transiter le débit de crue.

Un calcul hydraulique est mené, à cet effet, pour vérifier la capacité maximale de transit de l'eau, en se basant sur les dimensions et pentes des canaux constituant ce réseau

IV.4.1 Présentation du logiciel de modélisation HEC-RAS

La modélisation du réseau permet de comprendre les phénomènes hydrauliques. Nous utilisons le logiciel de modélisation HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) disponible en «freeware». Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE (2010a et 2010b) et utilisé par les organismes gouvernementaux et plusieurs firmes d'ingénierie. C'est un logiciel intégré pour l'analyse et la simulation des écoulements à surface libre, doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations.

Il peut traiter des cas complexes et simule en mode dynamique les écoulements transitoires dans le réseau en une seule dimension (1D).

IV.4.2 Les équations mise en jeu

Le logiciel HEC-RAS utilise les équations de Saint-Venant 1D ("shallow water equations" en anglais) pour relier les hauteurs d'eau et les débits. Ces équations se déduisent des équations de Navier-Stokes grâce à des simplifications liées au modèle de la rivière.

IV.4.2.1 Le cas stationnaire :

Le modèle géométrique sera maillé est représenté en une succession des sections transversale. Le logiciel calcul la hauteur d'une section à partir de la hauteur d'eau de la section précédente à l'aide de l'équation de conservation de l'énergie (conservation de la charge) suivante :

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (V.1)$$

Avec

- Z : cote du fond du lit
- Y : hauteur d'eau a la section.
- α : coefficient de pondération de la vitesse .
- V : vitesse moyenne sur la section.
- g :accélération de la pesanteur .
- h_e = perte de charge .

Les coefficients de perte de charge h_e se calcul a l'aide de la formule suivante :

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (V.2)$$

Avec L la distance entre les deux profils, S_f la pente de la ligne d'énergie (pente de frottement) et C le coefficient d'expansion ou de contraction.

La figure ci-dessous illustre l'apport de chaque terme de l'équation (V.1) .

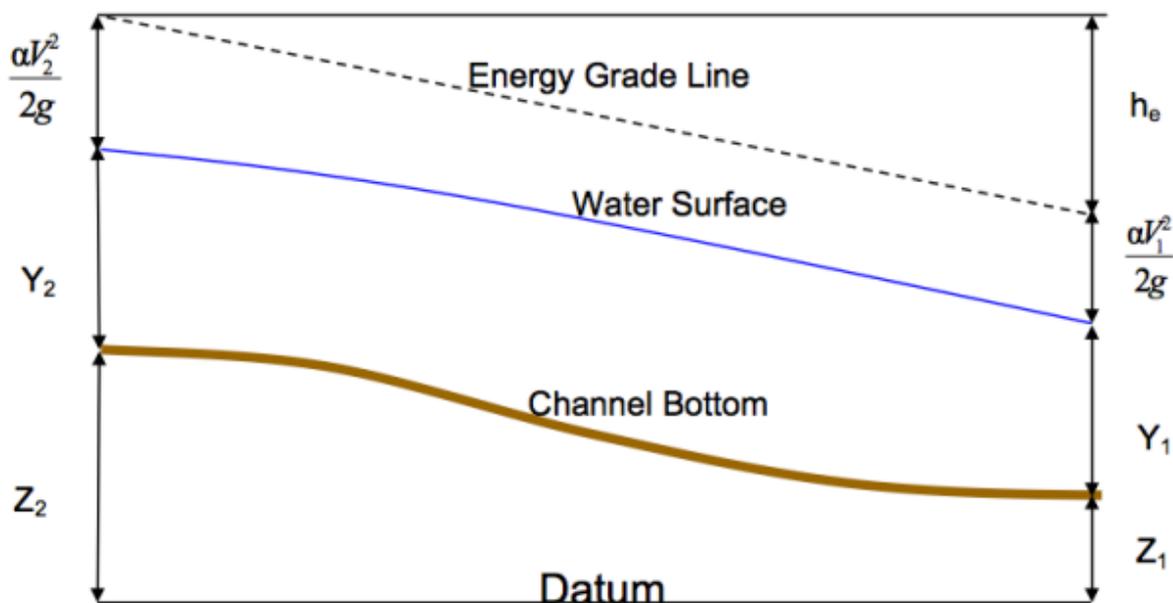


Figure IV.5 Conservation de la charge entre deux sections
HEC-HMS

Les pertes de charges estimées proviennent des effets de frottement et de contraction/expansion du cours d'eau. La paramétrisation de Manning-Strickler est utilisée pour le frottement

Pour évaluer correctement les pertes de charges, et donc le frottement. HEC-RAS découpe chaque section en plusieurs domaines verticaux et pour chaque domaine on introduit leur coefficient de frottement. En effet le frottement dépend de la vitesse et on se doute bien que la vitesse n'est pas la même sur les bords, dans le lit majeur ou dans le lit mineur. Le découpage se fait comme sur l'image qui suit :

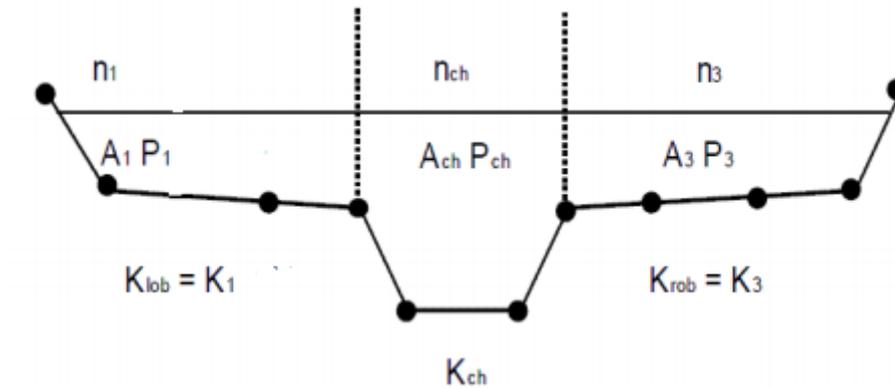


Figure IV.6 Découpage de la section pour le calcul du frottement
HEC-HMS

IV.4.2.2 Cas instationnaire :

Dans le cas instationnaire, la résolution sous HEC se fait différemment. Les équations utilisées cette fois-ci sont la conservation de la masse et la conservation de la quantité de mouvement. Pour obtenir ces équations on fait un bilan sur un petit volume de contrôle, comme sur l'image suivante :

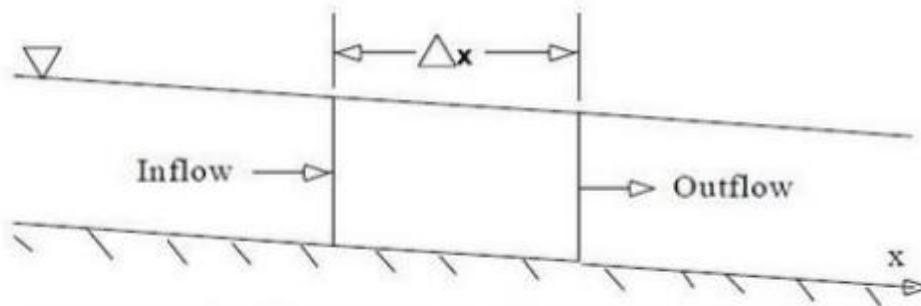


Figure IV.7 élément de volume élémentaire de contrôle
HEC-HMS

On obtient l'équation de conservation de la masse :

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \tag{IV.3}$$

Avec :

- A_T : la section
- Q : le débit
- q_l : l'apport latérale par unité de longueur

L'équation de conservation de la quantité de mouvement s'écrit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (IV.4)$$

Avec :

- $\frac{\partial z}{\partial x}$: la pente d'a hauteur d'eau ;
- S_f : la pente de la ligne d'énergie ;
- A : la section ;
- V : vitesse moyenne ;

Pour résoudre ces équations, le logiciel utilise la théorie des différences finies qui est à la fois pratique et simple pour ce cas 1D. Il utilise un schéma implicite qui permet d'utiliser un pas de temps beaucoup plus important que dans le cas du schéma explicite.

IV.4.3 Banque de données nécessaire a l'application du code de calcul HEC-RAS :

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons des deux oueds considérés.

- Les données géométriques relatives à chaque section :
 - Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude
 - Les coefficients de rugosité du lit mineur et majeur.
 - Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe de lit mineur.
- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites

IV.4.4 Modélisation du réseau existant :

La réalisation de la géométrie des canaux, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs repris a partir du levé topographique, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement.

Le logiciel HEC-RAS donne la possibilité d'introduire les canaux existants avec leurs caractéristiques géométriques ainsi que les valeurs du coefficient de Manning « Annex » correspondant. Quant au débit de projet, ce sont les hydrogrammes de crue des sous bassins versant qui sont directement injectés en tête de réseau.

La principale étape de la création d'un projet de modélisation avec HEC-RAS est de définir la géométrie du réseau de drainage au moyen de section transversal, cette étape est réalisé en choisissant l'option **Geometric Data**.

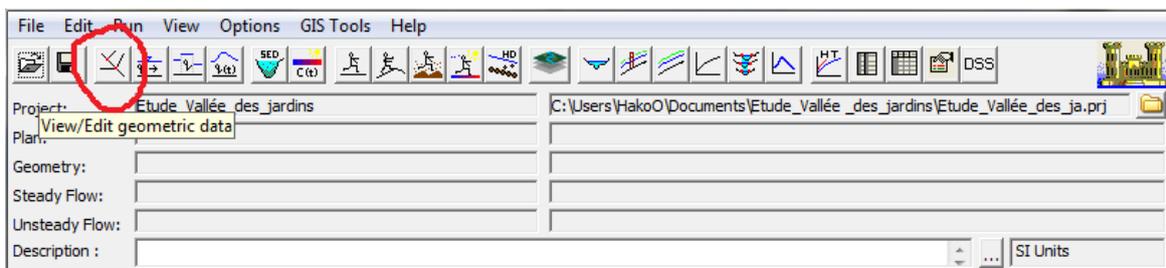


Figure IV.8 option Geometric Data

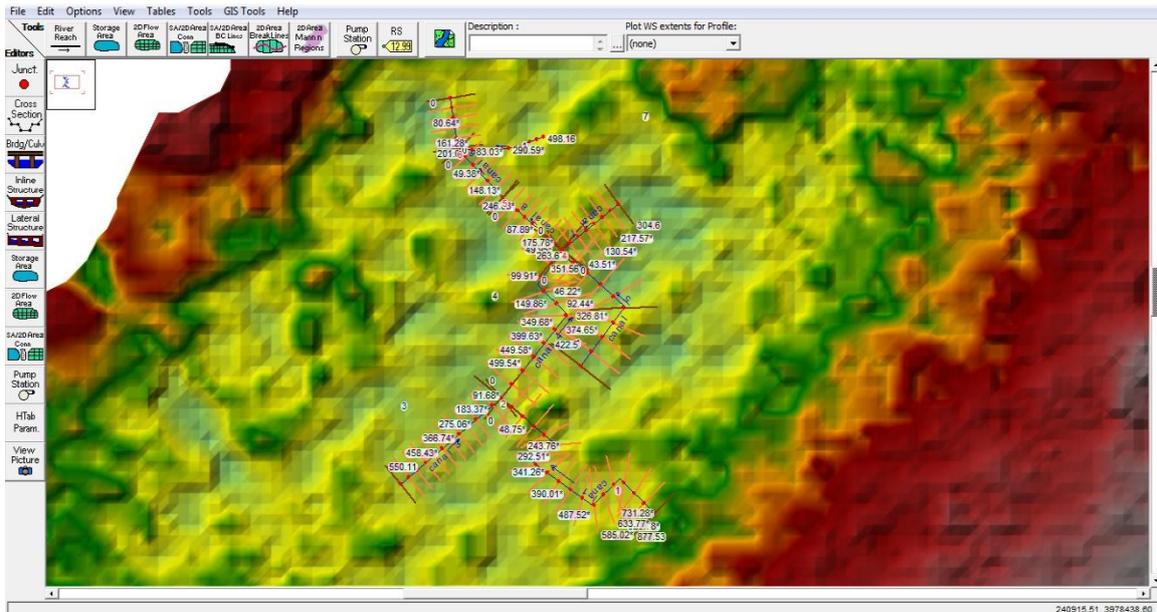


Figure V.9 : Réseau de drainage

Après l'insertion du réseau de drainage on injecte les débits de crue d'une fréquence $T=25$ ans de chaque bassin versant utilisant l'option **Steady Flow data** comme nous montre les figures suivantes :

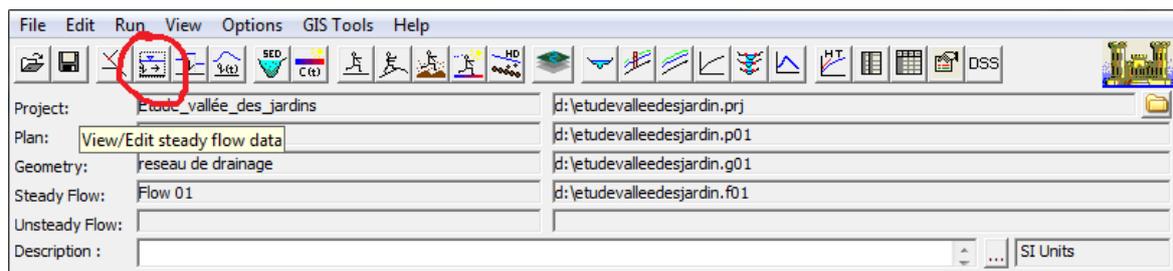


Figure IV.10: option steady flow data

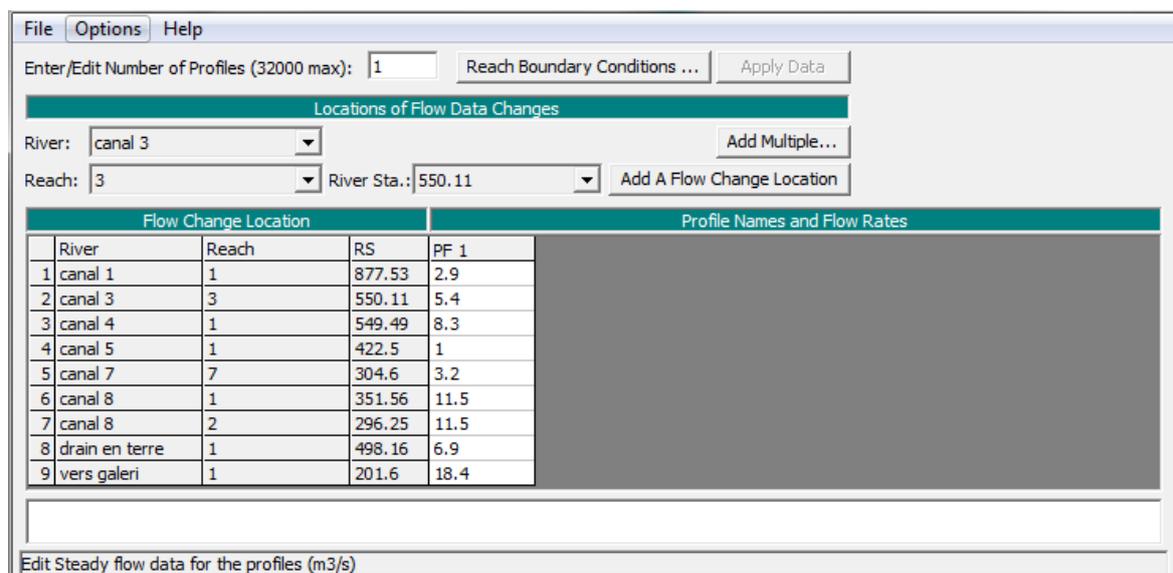


Figure IV.11 Injection des débits

A partir des hypothèses retenues et des données sur le réseau, une simulation en régime transitoire a été effectuée et fournit des profils en long et en travers pour les lignes d'eau correspondant à un débit de crue de fréquence T=25 ans pour chaque canal.

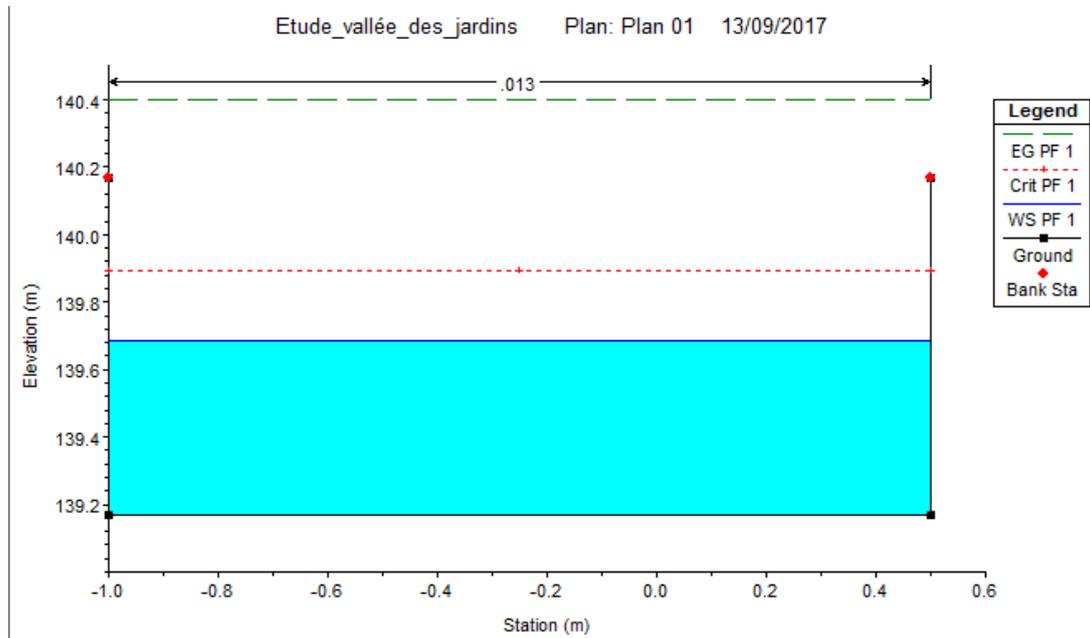


Figure IV.12 : profil en travers d'une section pour le canal 1 et 2

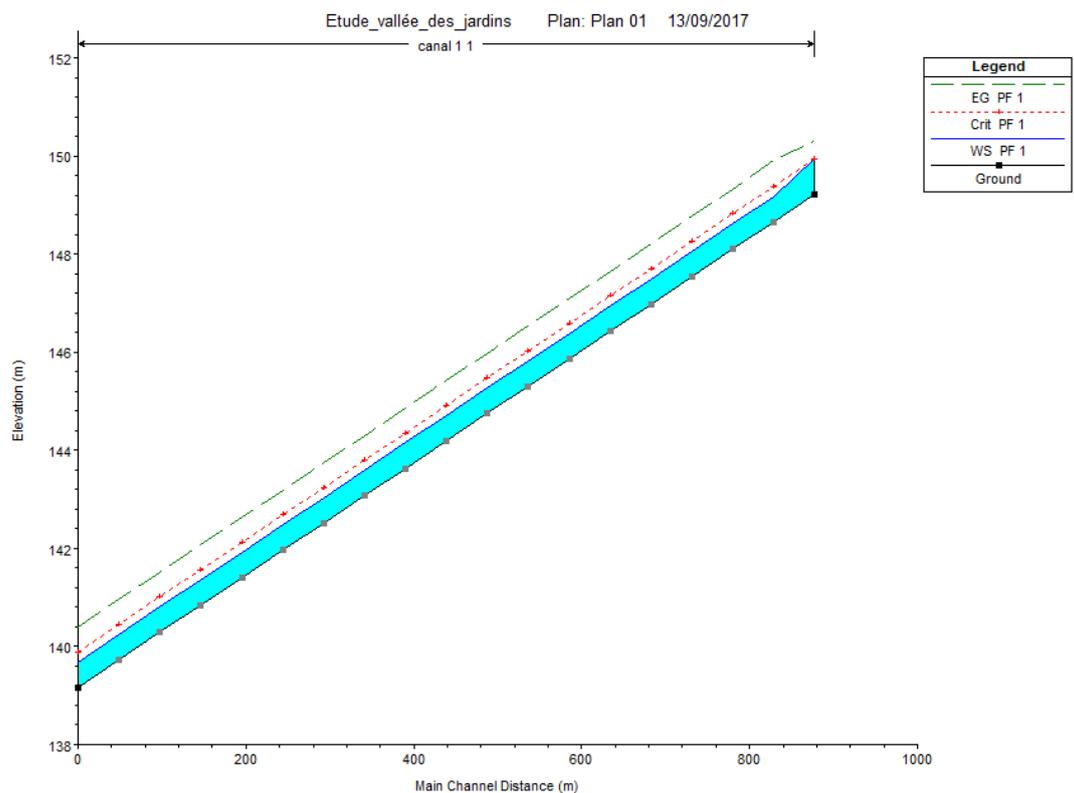


Figure IV.13 : profil en long de ligne d'eau du canal 1 et 2

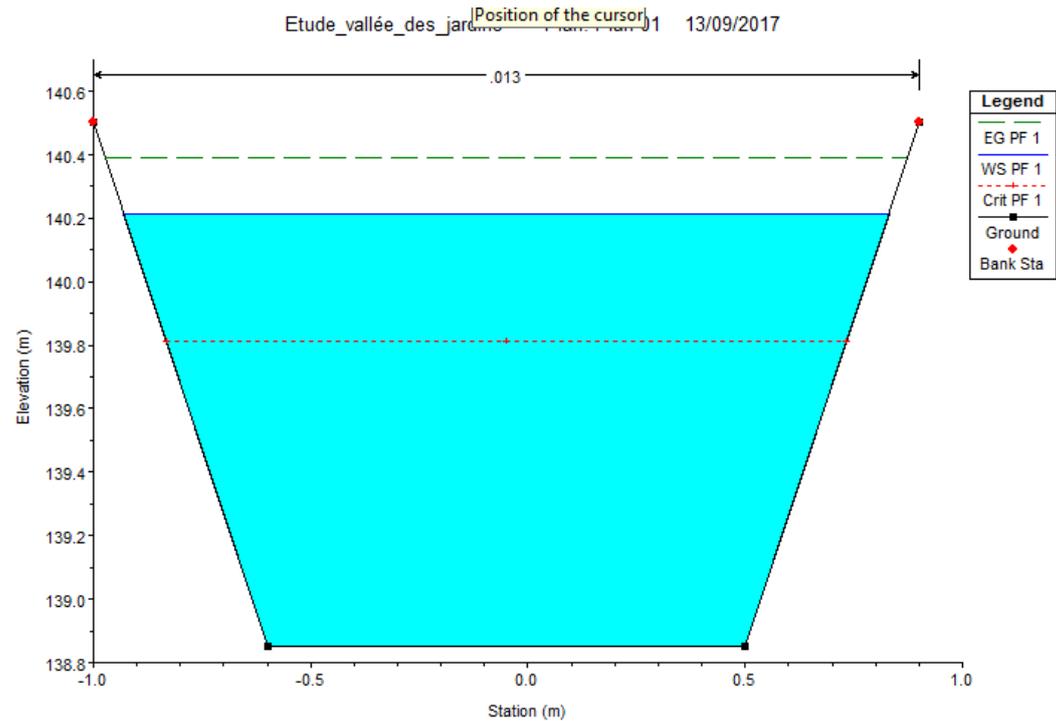


Figure V.14 : profil en travers d'une section du canal 3

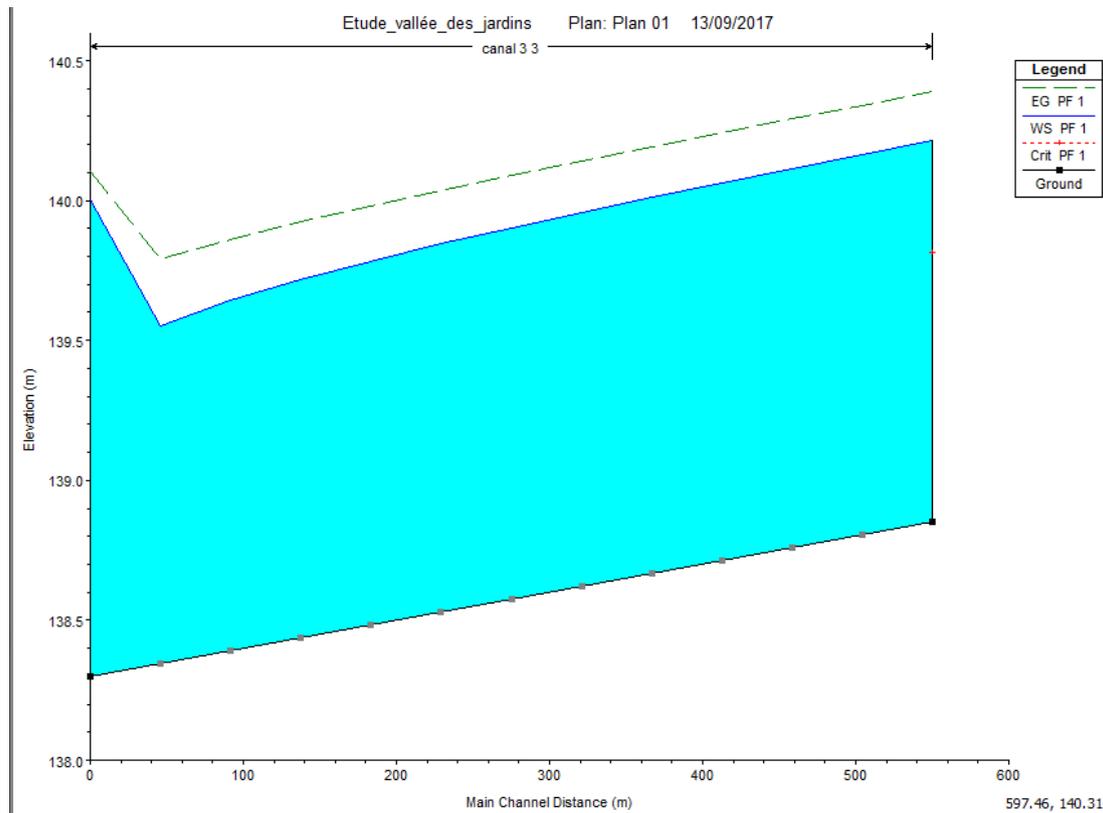


Figure IV.15 Profil en long de ligne d'eau du canal 3

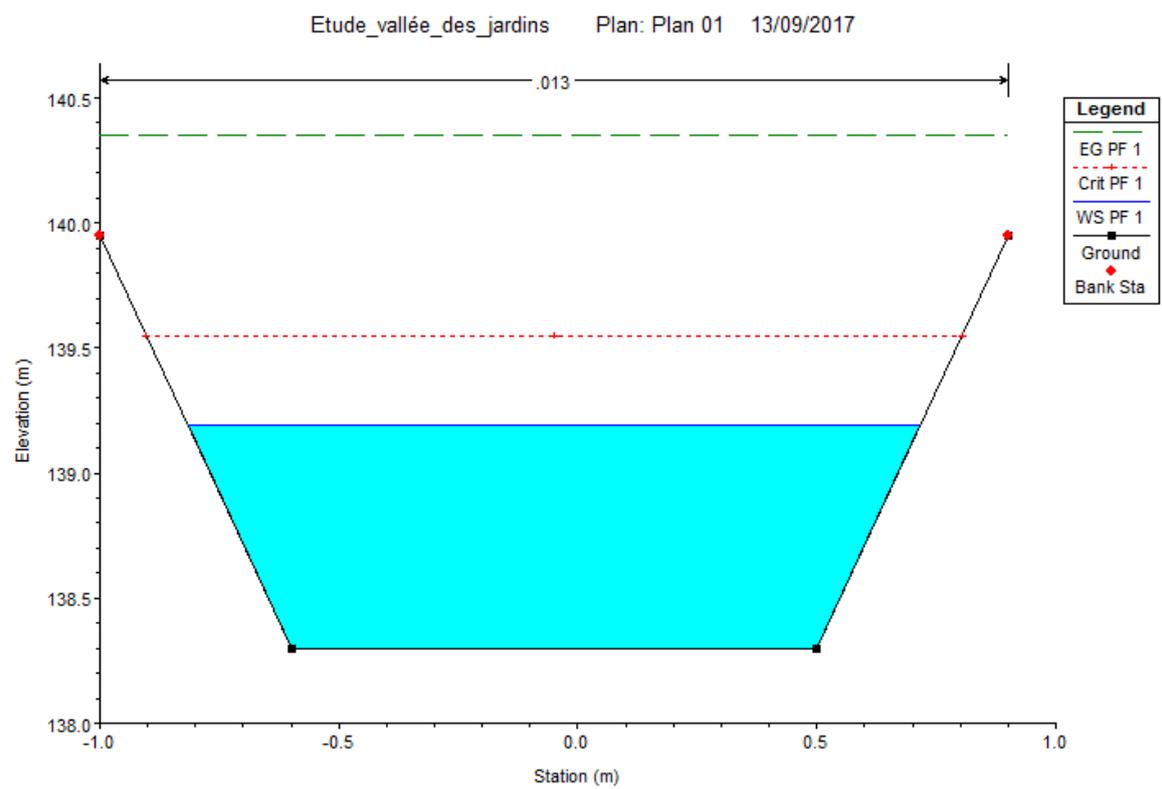


Figure IV.16 : profil en travers d'une section du canal 4

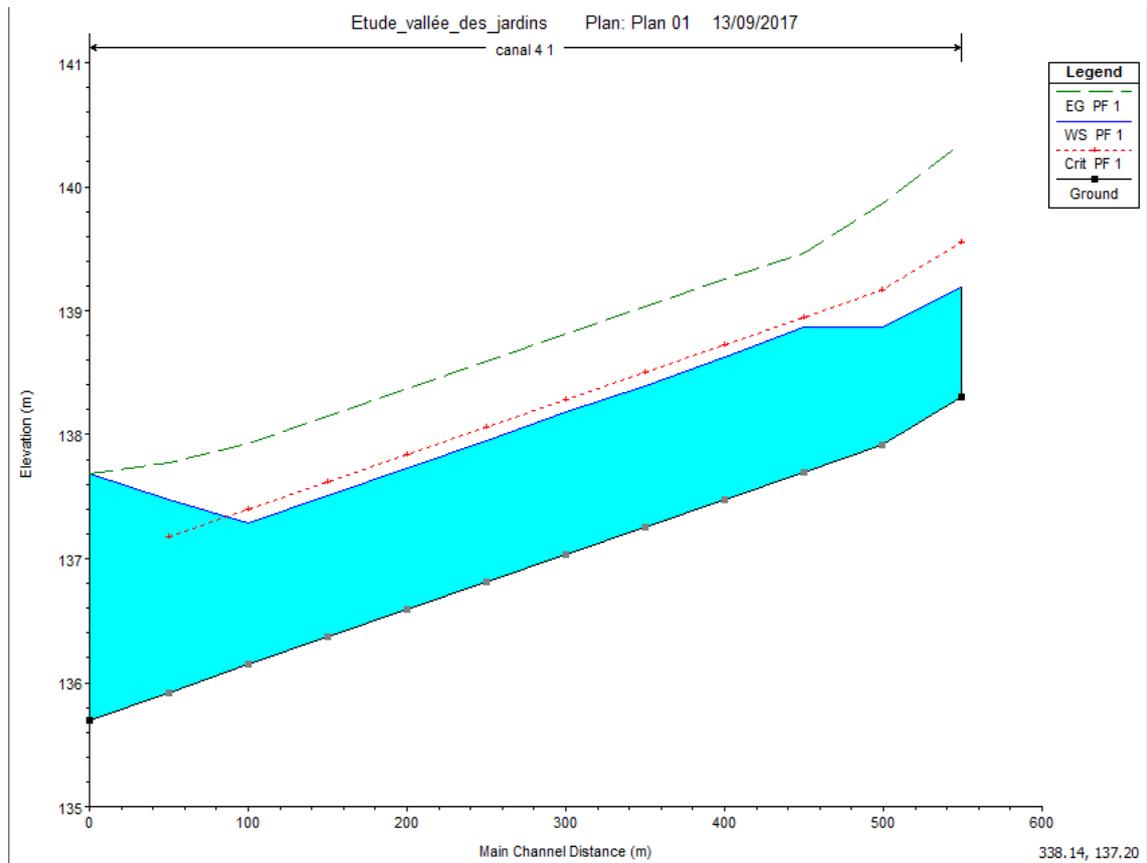


Figure IV.17 : profil en long de ligne d'eau du canal 4

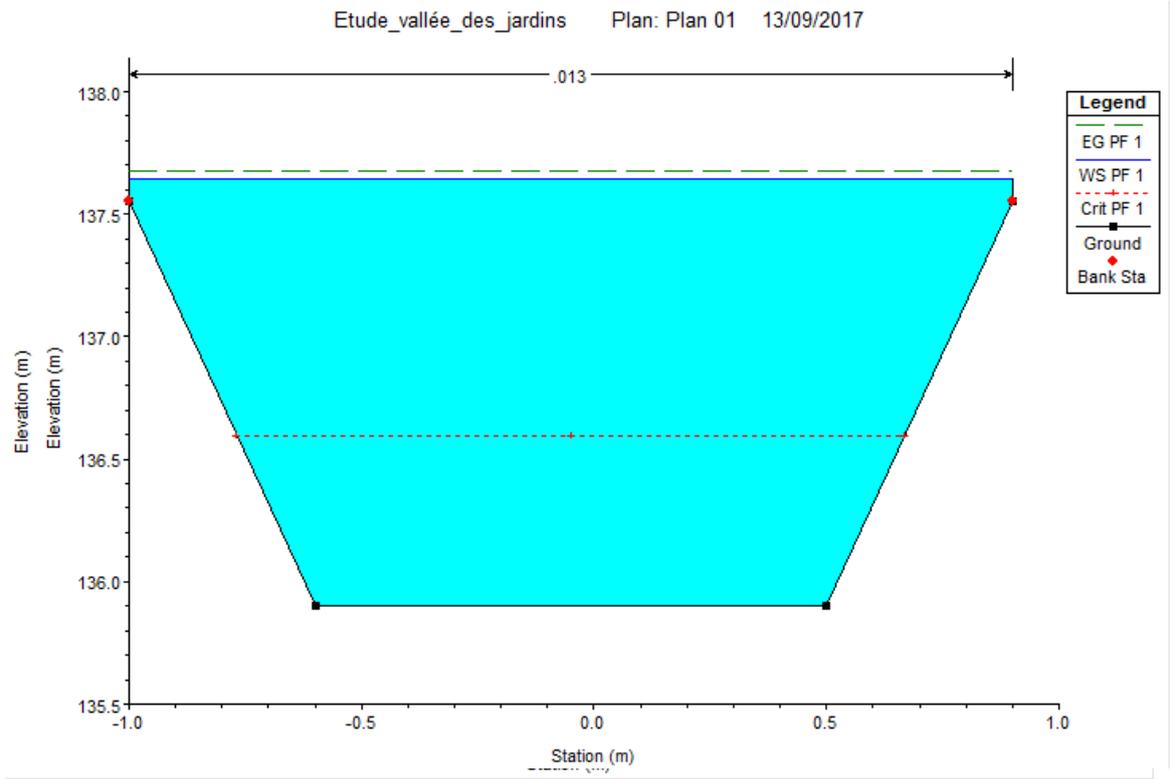


Figure IV.18: profil en travers d'une section du canal 5+6

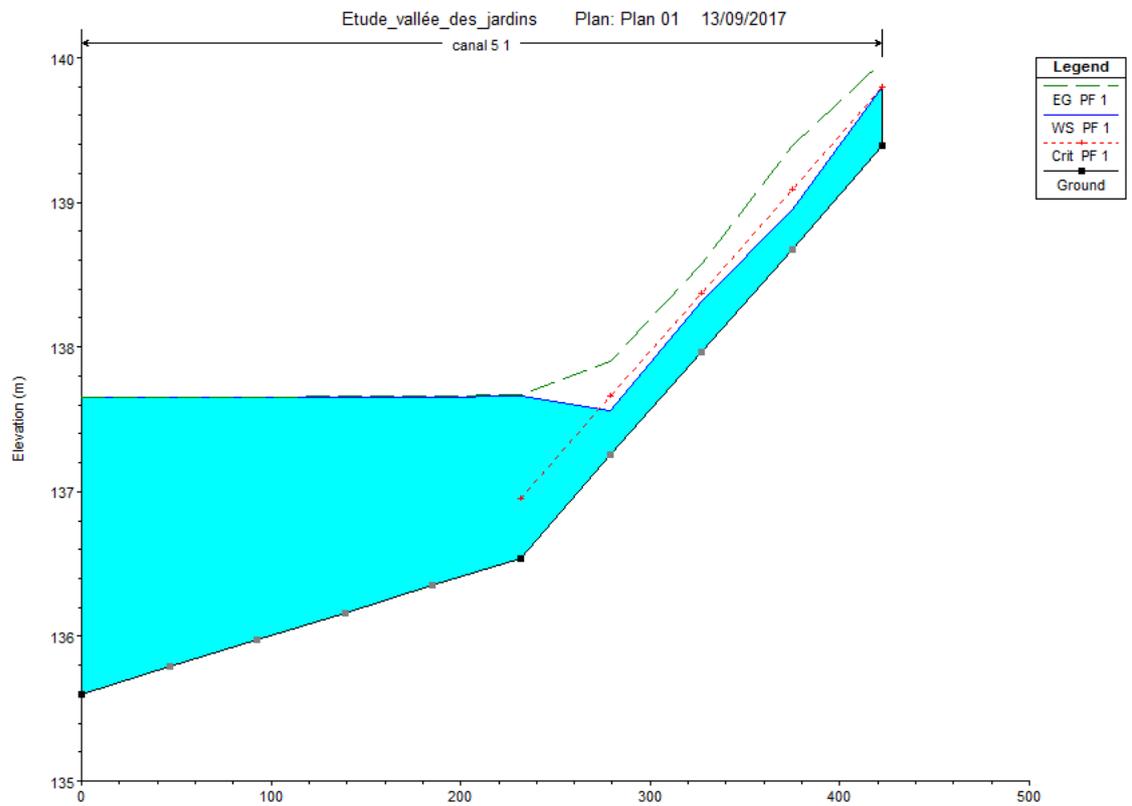


Figure IV.19 : profil en long de ligne d'eau du canal 5+6

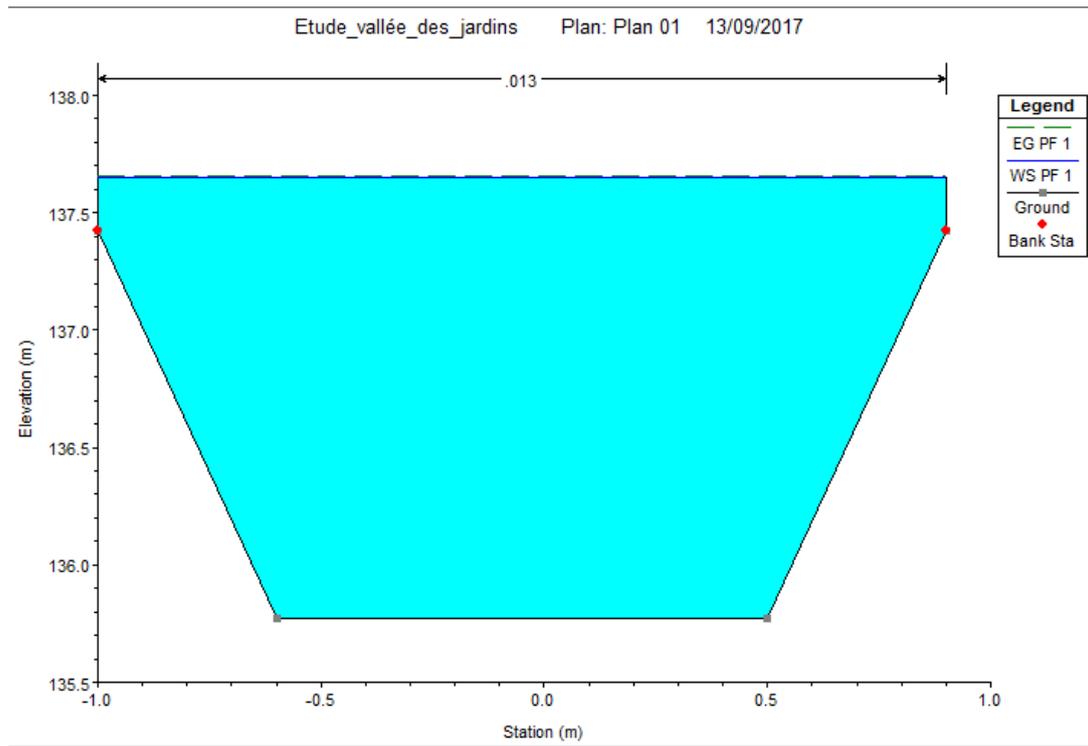


Figure IV.20 profile en travers du canal 7

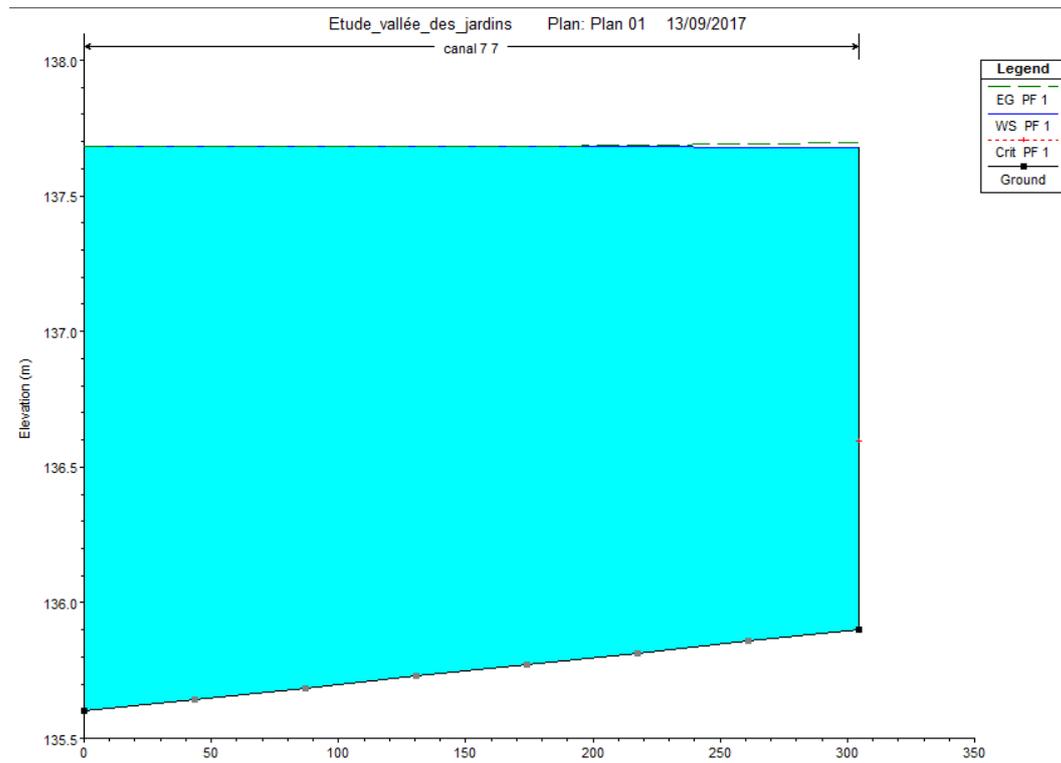


Figure IV.21 : Figure : profil en long de ligne d'eau du canal 7

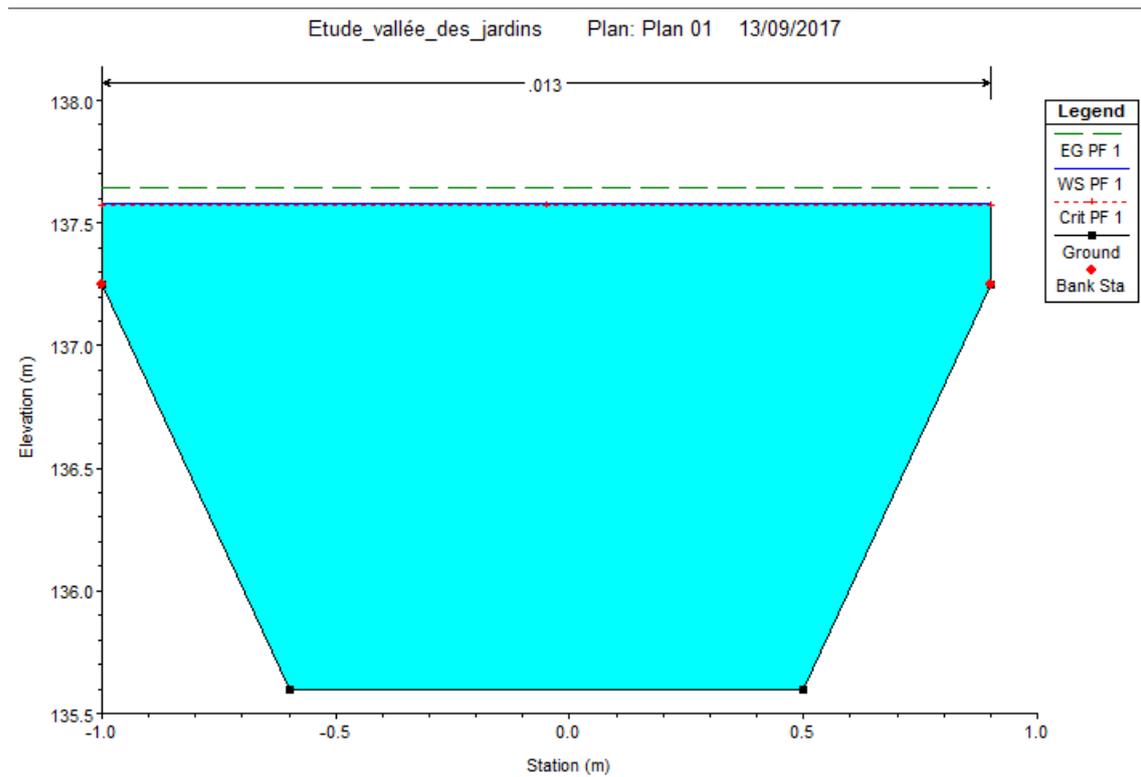


Figure IV.22 profile en travers du canal 8

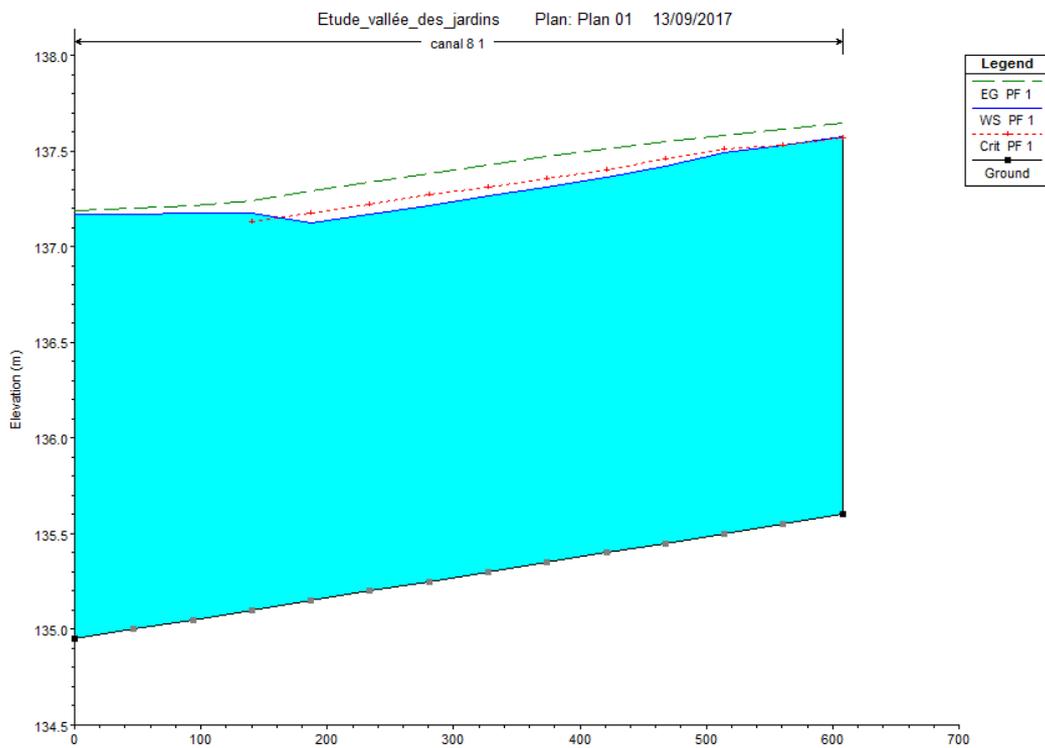


Figure IV.23 : profil en long de ligne d'eau du canal 8

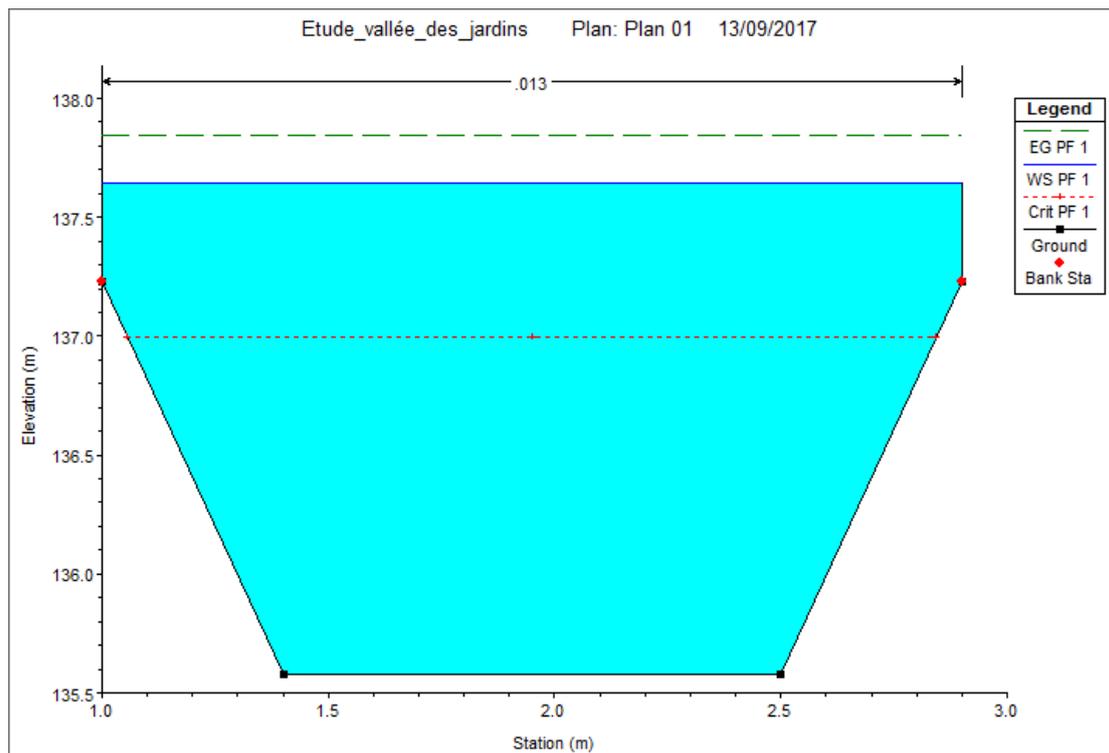


Figure IV.24 : profil en travers de drain de drainage

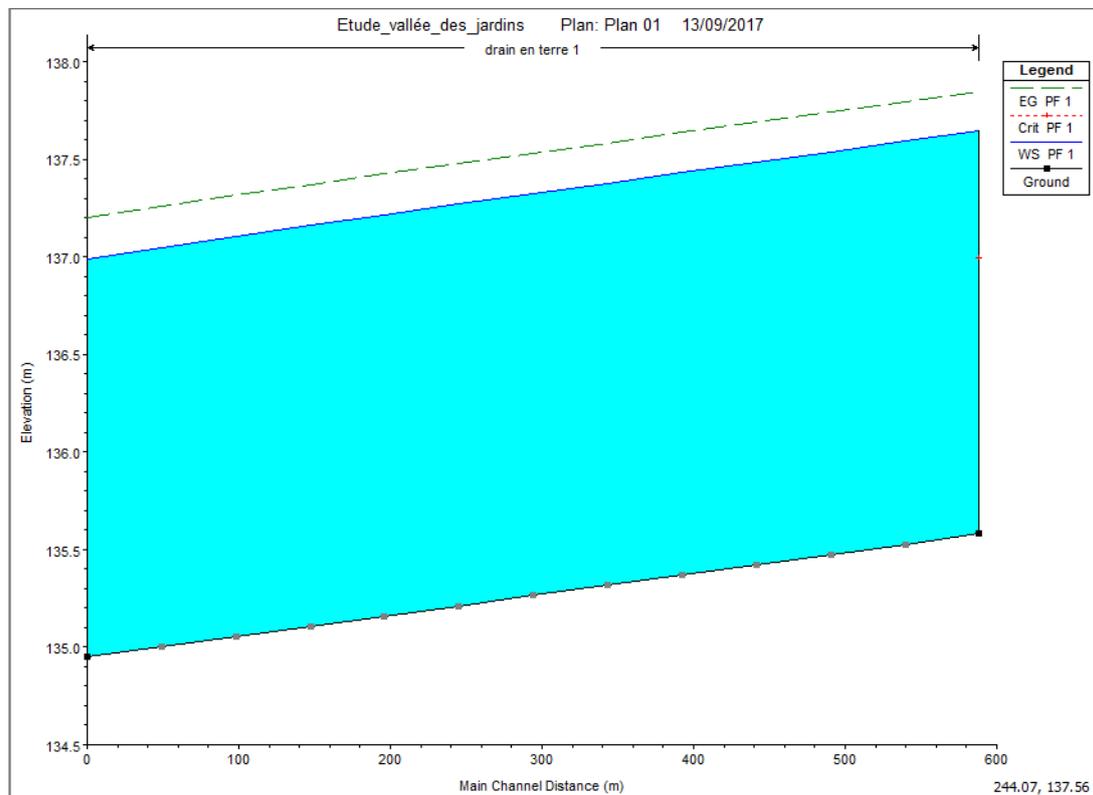


Figure IV.25 : profil en long de ligne d'eau du drain en terre

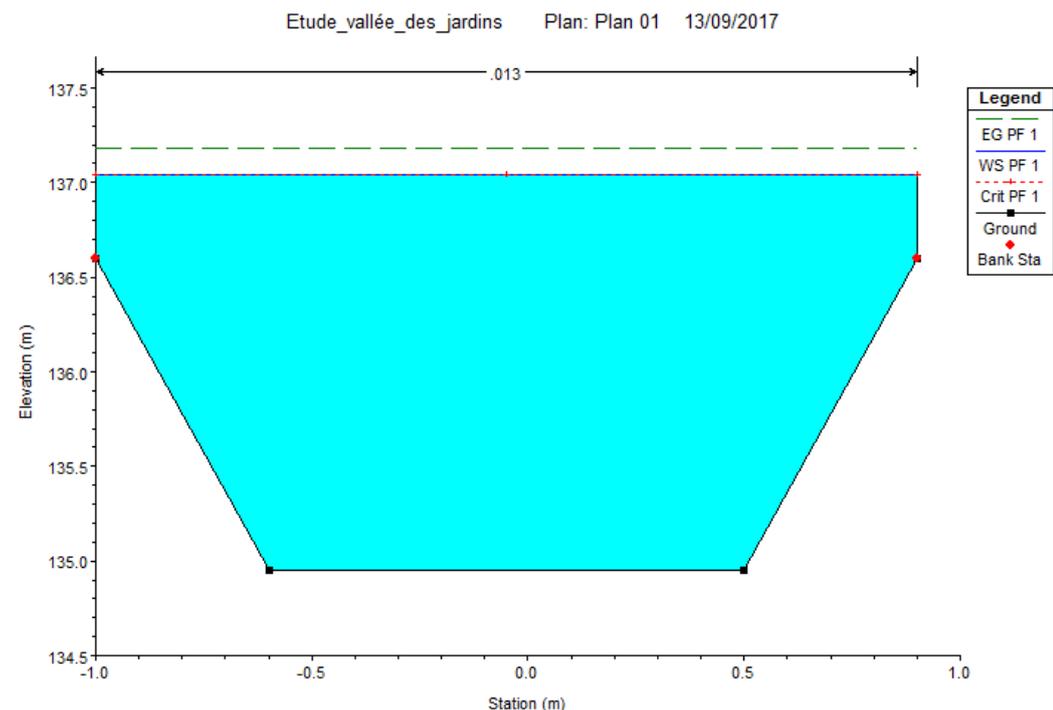


Figure IV.26 : profil en travers du canal vers la galerie existante

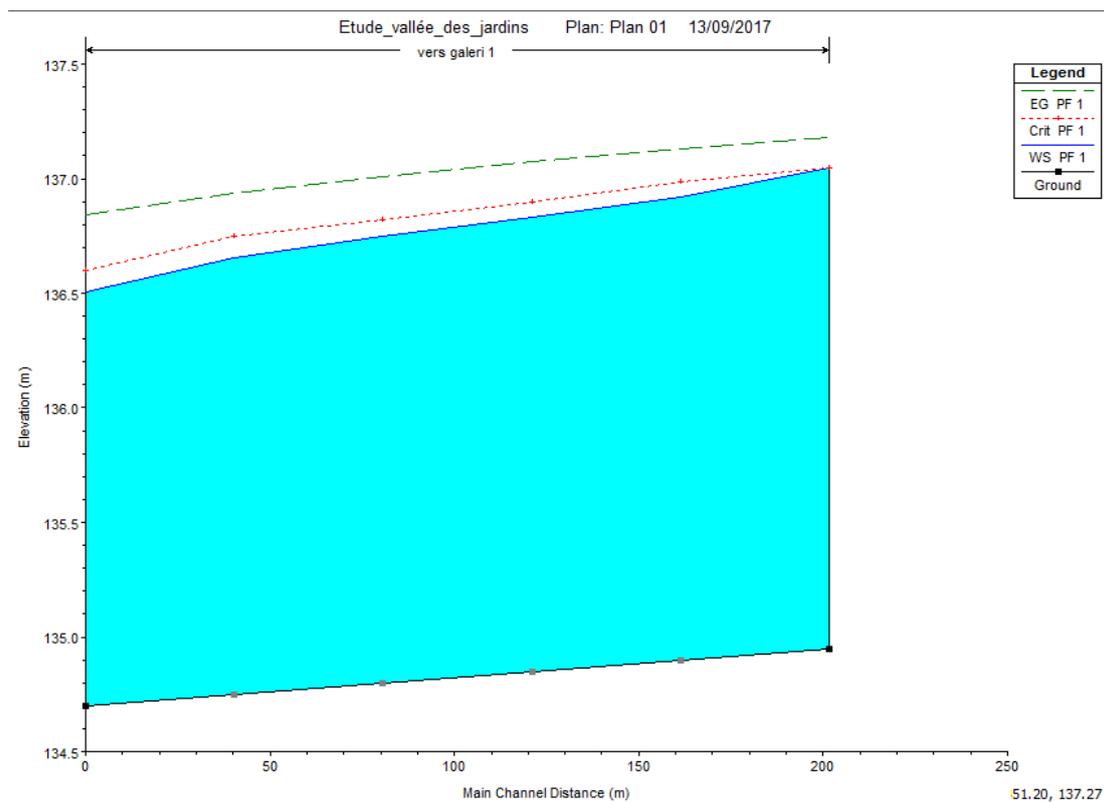


Figure IV.27 : profil en long de ligne d'eau du vers la galerie existante

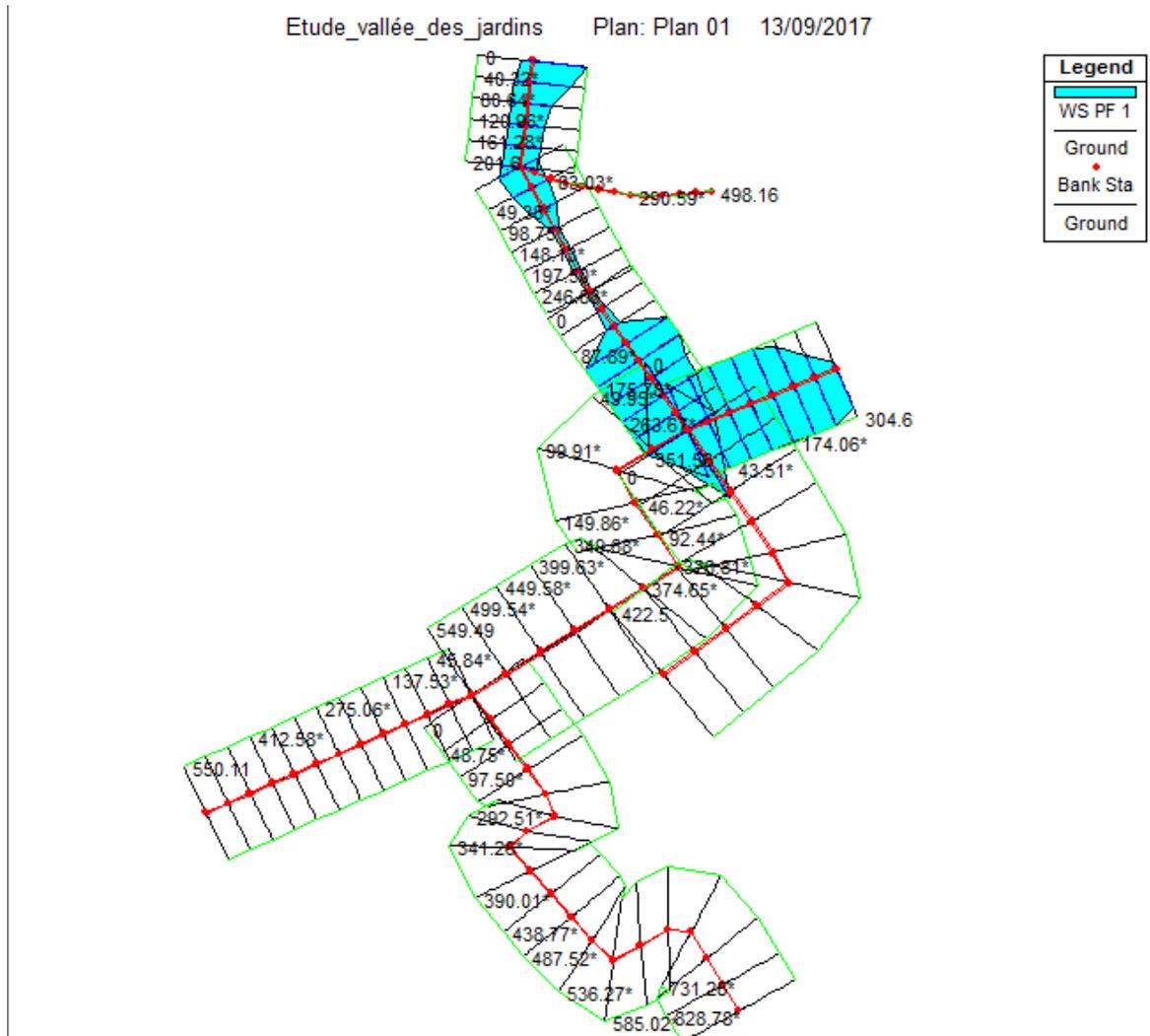


Figure IV.28 : profil en long de ligne d'eau du vers la galerie existante

les figure ci-dessus nous montre que ce réseau de drainage a une capacité insuffisante pour transité le débit de crue d'une fréquence $T=25$ ans qui vient par les quatre bassins versants ce qui résulte des débordement au niveau de l'entrée de la galerie existante au nord du cite nouvel jusqu'au sud du nord équestre,

Conclusion

Cette étape nous a permis de bien connaitre, la situation de notre zone d'étude, sa réponse vis-à-vis des inondations et de localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue de fréquence $T=25$ ans.

En fonction de ces anomalies à savoir :la capacité insuffisante de transiter le débit de crue , le rétrécissement des canaux en aval, la présence des embâcles, on va chercher la solution adéquate qui résoudra la problématique d'inondations de la vallée des jardins

Chapitre V
Etude bibliographique sur
les moyens de protection
contre les inondations

Introduction :

Une inondation est le phénomène occasionnel qui peut noyer de vastes parties du lit majeur ou de la plaine, à la suite d'une crue particulièrement importante et du débordement des eaux.

De façon plus pragmatique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module : on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines. Cependant la distinction classique entre lit mineur et lit majeur est souvent exagérément remplissage du chenal il est possible d'affiner la notion de lit fluvial et de distinguer successivement.

Une fois la situation du risque est décrite, il est possible de faire une prévision d'un large éventail d'aménagements qui pourra a priori participer à la réduction des conséquences des écoulements provoquant les inondations. Ces aménagements peuvent être prévus au niveau du bassin versant, dans les réseaux primaires et dans le lit majeur des cours d'eau. **(Hachemi ,2014).**

V.1 Aménagement des cours d'eau

V.1.1 Définition d'un cours d'eau

Les cours d'eau sont des milieux dynamiques évoluant perpétuellement en fonction des caractéristiques physiques et saisonnières. La qualité de vie d'un cours d'eau dépend de nombreux facteurs tels que la vitesse du courant, la sinuosité, le débit, la qualité de la ripisylve, le taux d'oxygène dissous.

Ces facteurs peuvent être dégradés ou modifiés, c'est pourquoi les cours d'eau doivent être entretenus ou aménagés afin de maintenir ses différentes fonctionnalités liées à différents usages et de restaurer leur bon état écologique

V.1.2 C'est quoi l'aménagement d'un cours d'eau ?

Contrairement à un ouvrage qui présente un objet très local ou concentré, le terme « aménagement » regroupe l'ensemble des opérations à mener sur l'échelle d'un bassin versant ou sous bassin en vue de satisfaire un objectif particulier.

V.1.3 Techniques d'aménagements d'un cours d'eau

V.1.3.1 Recalibrage

S'applique aux tronçons des cours d'eau dont la section est jugée insuffisante. Le cours d'eau est transformé en un canal à section régulière. On réalise un nouveau profil en travers de forme trapézoïdale, rectangulaire, triangulaire...etc., en élargissant la section du lit de façon à créer un chenal unique destiné et accepteur à la fois des débits d'étiages et les débits de crue. La section du chenal est calculée en fonction de l'importance des crues que l'on veut contenir.

Intervention sur une rivière consistant à reprendre en totalité le lit et les berges du cours d'eau dans l'objectif prioritaire d'augmenter la capacité hydraulique du tronçon. Cela implique l'accélération des flux et donc l'augmentation des risques de crues en aval. Il

s'agit d'une intervention lourde modifiant profondément le profil en travers et le plus souvent le profil en long du cours d'eau, aboutissant à un milieu totalement modifié :

Suppression de la végétation des berges, destruction de l'habitat piscicole.

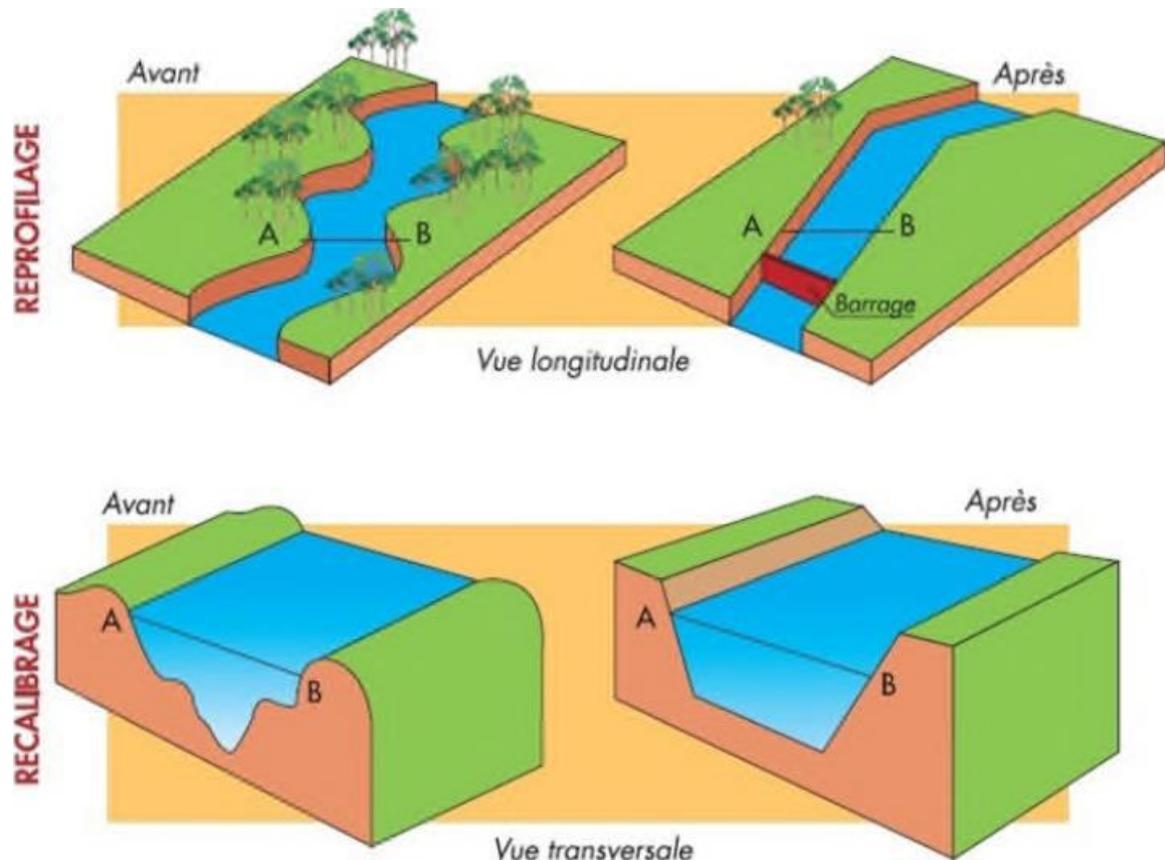


Figure V.1 : Recalibrage d'un cours d'eau (Hachemi,2014)

V.1.3.2 Dragage (approfondissement du lit)

On appelle dragage l'opération qui consiste à extraire les matériaux situés sur le fond d'un plan d'eau. L'objectif peut être de réaliser des travaux de génie portuaire (creusement de bassins ou de chenaux), d'entretenir les chenaux fluviaux ou maritimes.



Figure V.2 : Dragage d'un cours d'eau

V.1.3.3 Rectification

Dans le projet d'aménagement des cours d'eau, l'objectif d'évacuation des crues peut conduire à la décision de couper des méandres les plus accentués, le cours d'eau peut être rectifié en totalité, c'est-à-dire, le tracé du cours d'eau est remanié en supprimant la majorité des méandres, donc le cours d'eau est transformée en un chenal rectiligne, dont l'unique fonction est ; tant qu'il reste effectivement en cet état, d'évacuer les crues.

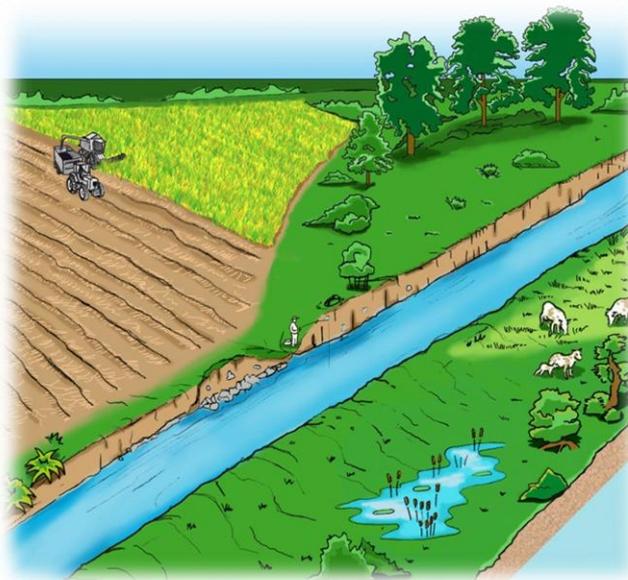


Figure V.3 : Rectification d'un cours d'eau

V.1.3.4 Reprofilage

Le reprofilage tend à uniformiser la pente du fond du cours d'eau. Des seuils sont construits en certains points pour la correction générale de la pente.

Modification et homogénéisation du profil en long du cours d'eau (pente), toujours dans le but d'accroître sa capacité d'évacuation.

Le reprofilage consiste à uniformiser la pente du cours d'eau, modifiant la zonation du profil en long. Cette opération nécessite la suppression de la végétation rivulaire et des embâcles du lit.



Figure V.4 : reprofilage d'un cours d'eau.

V.1.3.4 Canalisation (bétonnage des berges et parfois du fond)

Il s'agit carrément de transformer le cours d'eau en un canal artificiel, de section ouverte.

V.1.3.5 Endiguement

Augmentation de la hauteur des berges pour éviter le débordement des eaux.

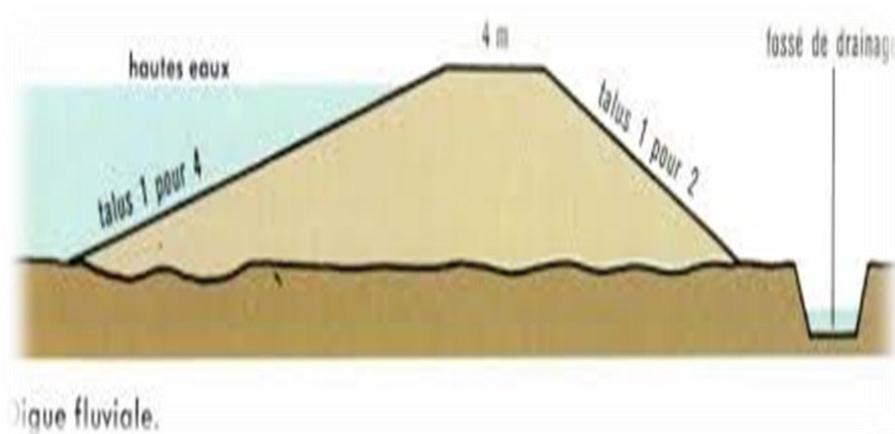
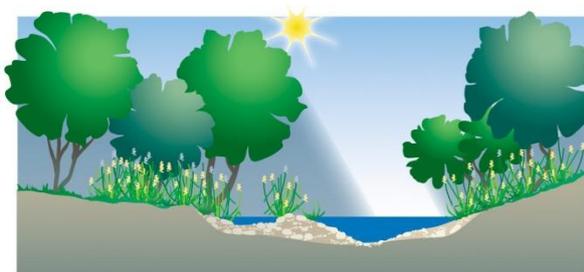


Figure IV.5 : endiguement d'un cours d'eau.

V.1.3.6 La restauration

Consiste à mener des opérations permettant de rendre à la rivière l'état dans lequel elle aurait dû se trouver si elle avait fait l'objet d'une gestion régulière.



Cours d'eau naturel : diversité des zones d'ombres et de lumière.



Cours d'eau curé : élargissement du lit d'étiage, réduction de l'ombrage, réchauffement de l'eau. Développement d'espèces invasives, type renouée du Japon, sur les matériaux de curage.

Figure V.6 : restauration d'un cours d'eau.

V.1.3.7 L'entretien

Consiste à garder le cours d'eau dans un état optimal. Parmi les méthodes d'entretien des cours d'eau, en citant le « faucardage ». Cette technique assure le bon écoulement des eaux ce qui va favoriser la circulation de l'oxygène, la diminution du taux de matières organiques et réduire les obstacles susceptibles de gêner la circulation des poissons.

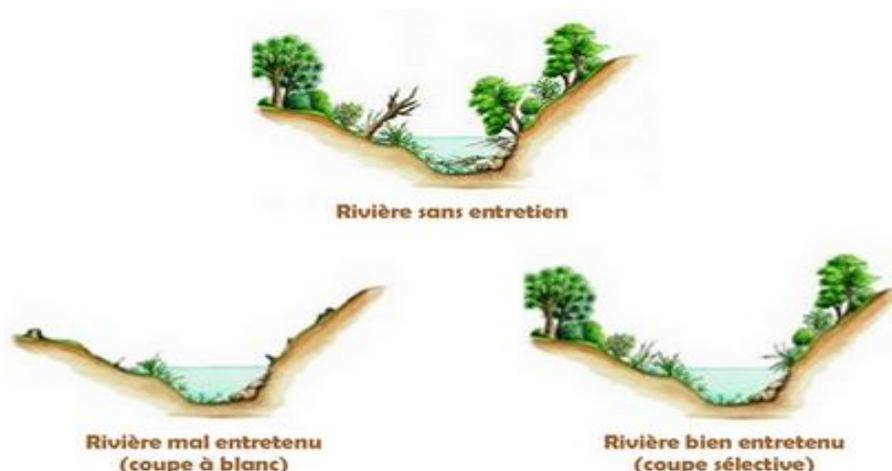


Figure V.7 : Entretien d'un cours d'eau.

V.1.4 Techniques de protection des berges

D'une part nous examinerons les principes guidant le choix d'une protection, d'autre part nous décrirons les procédés et donnerons des méthodes de dimensionnement.

Il existe des techniques dites de génie civil et celles dites du génie biologique. Pour protéger une berge de l'érosion, il faut s'opposer à la cause en interposant un écran entre la berge et l'eau : c'est la méthode de revêtement.

Des revêtements des berges peuvent être réalisés par :

- ✓ Enherbement.
- ✓ Tapis vivant.
- ✓ Enrochements ou blocs préfabriqués.
- ✓ Matelas Reno ou gabions.

Pour diminuer le risque de glissement d'un talus, il faut :

- Soit diminuer le poids de terre, là où il est moteur vis-à-vis du glissement.
- Soit ajouter du poids là où son rôle est résistant. Cette butée de pied peut être constituée d'un massif d'enrochement, de gabions, d'un rideau de pieux ou de palplanches.

Pour protéger une rivière contre un enfoncement généralisé du lit dont on ne pourrait pas supprimer la cause, il faut réaliser des seuils. Un seuil unique suffit en générale lorsque la cause de l'érosion régressive est bien localisée, en amont d'une zone de prélèvement ou d'une coupure de méandre par exemple. Lorsque l'origine de l'érosion est plus diffuse, il faut alors réaliser une série de seuils.

L'emplacement a priori idéal pour implanter un seuil correspond au point d'inflexion du tracé en plan de la rivière, entre deux méandres successifs.

L'affouillement est un enfoncement localisé dans des coudes de rivière. Une conséquence directe de cet affouillement est l'aggravation de risque de glissement.

V.1.4.1 Les techniques végétales de protection des berges :

Les techniques dites végétales ont de plus en plus d'adeptes et le méritent. Mais l'expérience montre qu'elles sont parfois considérées à tort comme une panacée, et ne bénéficient pas de la toujours nécessaire réflexion globale sur l'utilité de la protection des berges.

Les déformations de berge ne doivent pas être considérées comme une anomalie qu'il faut enrayer systématiquement, même par recours au génie biologique. Parfois, il aurait été préférable de ne pas réaliser de protection, ou bien de réaliser un simple entretien de la végétation existante, pour enlever un arbre abattu qui renvoie le courant sur l'autre berge ou pour tronçonner un arbre prêt à basculer, etc.

Nous baptisons ici techniques végétales l'ensemble des techniques faisant appel aux végétaux vivants ou morts. Au sein de ces techniques, seules les techniques utilisant des matériaux vivants relèvent du génie biologique. Les techniques végétales utilisant le bois mort, par exemple sous forme de pieux jointifs relèvent du génie civil, au même titre que les enrochements ou les gabions.

Les techniques végétales ont pour objectif de protéger les berges ou les fonds des rivières à l'aide de produits si possible indigènes : bois et végétaux vivants.

Le génie végétal on l'utilise pour protéger les berges ou dans les travaux à vocation paysagère, écologique, piscicole....

Les techniques végétales biologiques font appel à divers espèces herbacées, buissonnantes, arbustives et arborescentes. Un grand nombre de ces techniques (fascines, tresses, boutures, tapis vivants) fait appel quasi exclusivement aux saules qui présentent de nombreuses qualités remarquables :

- ✓ Leur enracinement traçant constitue un chevelu dense très efficace pour fixer les berges, et peut descendre jusqu'au niveau de la nappe.
- ✓ Leur système racinaire est efficace pour dénitrifier les eaux infiltrées.
- ✓ Leur croissance est rapide.
- ✓ Leur bois est souple et se plie sous l'effet du courant, ce qui facilite leur tenue et améliore les conditions d'écoulement par rapport à des bois plus rigides ; l'effet de peigne pendant les crues favorise le dépôt en berges des sédiments fins.
- ✓ Du fait de leur ombrage modéré, ils autorisent la venue d'autres espèces.
- ✓ Et surtout, grande est leur faculté de multiplication par bouturage.

Les techniques végétales s'intègrent bien dans le site et favorisent la diversité des habitats, nous n'avons pas besoin d'insister. Elles participent à l'autoépuration des eaux infiltrées. Elles procurent de l'ombre et limitent ainsi le réchauffement de l'eau en été et les proliférations d'algues.

L'intervention doit avoir lieu pendant la période de repos de la végétation, à l'automne ou au début du printemps, afin de bénéficier de bonnes conditions de reprise des végétaux.

Nous allons décrire succinctement les différentes techniques végétales utilisant le bois ou les végétaux vivants, puis nous donnerons quelques recommandations générales.

V.1.4.1.1 Ensemencement :

L'enherbement des berges permet une protection complémentaire de celle de la végétation ligneuse. Les racines arment la tranche superficielle du sol, et les tiges, courbées en crue, assurant une couverture protectrice contre l'érosion. L'ensemencement est réalisé sur une berge terrassée en pente douce, soit par semis normal, soit par voie hydraulique (mélange de graines, d'engrais fertilisant, de fixateur et d'eau). L'intervention doit avoir lieu en période de végétation. Pour limiter l'érosion en attendant la pousse de l'herbe, on interpose un support, soit un treillis plastique ou un géotextile non tissé lâche, tous deux imputrescibles.

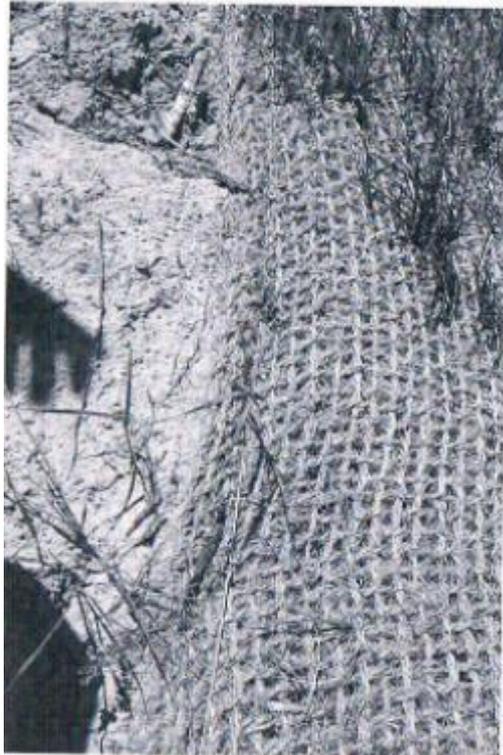


Figure V.8 : Ensemencement sur toile de jute, partiellement réussi.
Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement.

V.1.4.1.2 Tapis vivant :

On place à plat sur la berge préalablement talut e de l'ordre de 20 à 50 branches par m² de longueur 2 m environ. La base des branches est au contact de l'eau. Elles sont fix es à la berge grâce à des pieux espac es de 80 cm et à des fils de fer. Ensuite on recouvre partiellement de terre. Les pieux peuvent être vivants.

La protection du pied de berge peut être faite par des pierres ou par des tresses ou des fascines.

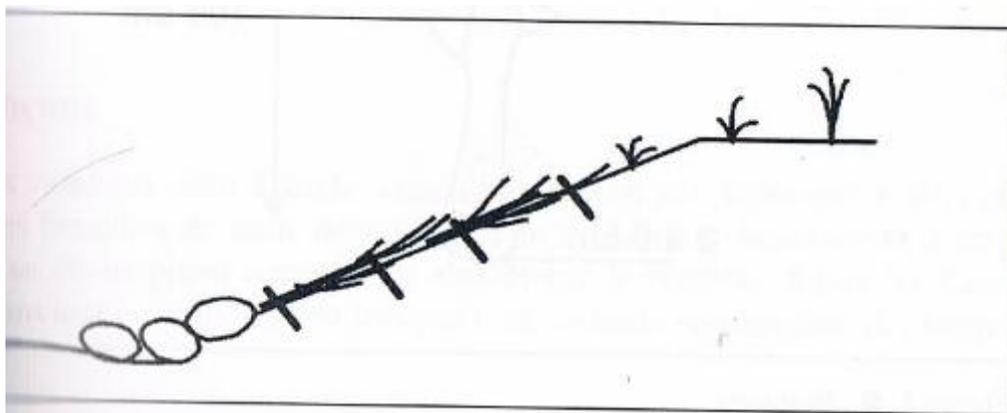


Figure V.9 : Tapis vivant.
Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement

V.1.4.1.3 Boutures :

On enfonce par battage des segments de branches longs de 50 à 100 cm (voire 200 cm), de diamètre de 2 à 8 cm dans des trous réalisés à la barre à mine ou similaire, à raison d'environ 3 à 5 par m². On laisse dépasser deux ou trois bourgeons et on sectionne l'extrémité abimée. Cette technique économique et simple, convient bien pour stabiliser des berges soumises à une érosion faible. Tous les types de saule peuvent convenir.

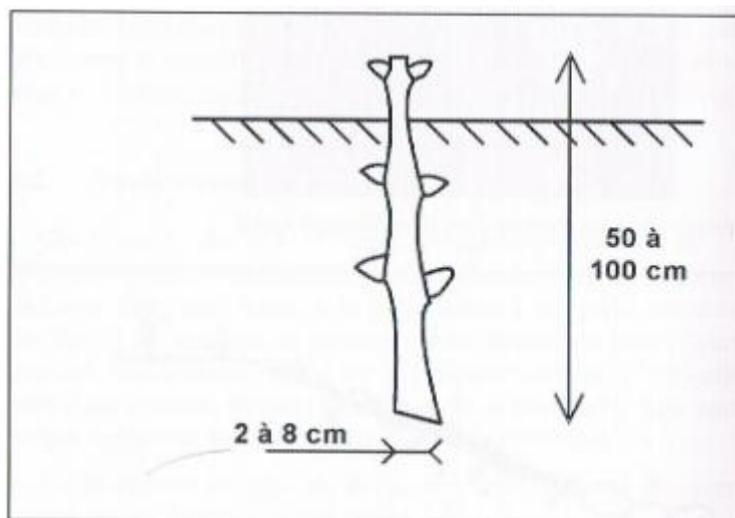


Figure V.10 : Boutures.

Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement.

V.1.4.1.4 Plantations :

Les plantations peuvent être réalisées au pied de la berge, à mi-berge ou au sommet, selon la nature de l'arbre et selon l'objectif. Elles aussi être réalisé sur la rive. On évitera toutefois la position en rive tout près d'une berge en surplomb ou d'une berge verticale pour éviter

d'aggraver un risque d'effondrement ou de glissement.

Les arbres conseillés sont, en pied de berge le saule (blanc, fragile), l'aulne glutineux, le frêne, et en haut de berge le cerisier, le merisier, le sorbier des oiseleurs, le tilleul, le chêne. Ces listes ne sont pas exhaustives. On utilise des plants à racine nue ou en pot, Une protection contre le gibier est souvent nécessaire aux jeunes âges par grillage ou révulsif. Un entretien minimum est nécessaire pendant deux ou trois ans par arrosage et contrôle de la végétation concurrente.

V.1.4.1.5 Plançons :

Dans des remblais dont l'angle avec l'horizontale est supérieur à 10°, on incorpore des branches de saule de 1.5 à 4 m en les laissant dépasser de 20 cm. Les racines se développent consolidant rapidement le remblai. Cette technique convient essentiellement lorsque l'on souhaite reconstituer des berges emportées.

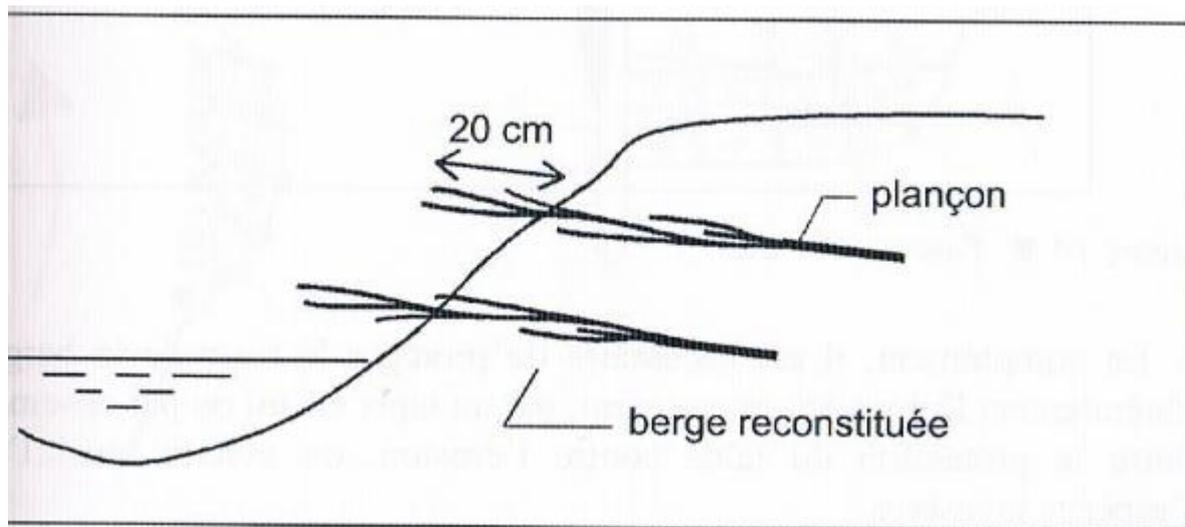


Figure IV.11 : Plançons (utilisées en reconstitution des berges).
Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement

V.1.4.1.6 Fascines

Les fascines sont des fagots très longs de diamètre 50 cm, constitués de branches et de rameaux vivants de saule. Elles sont placées dans une saignée en pied de berge remblayée à moitié. Les branches sont orientées vers l'aval. Les fascines sont fixées par des pieux plantés en leur centre. Les pieux peuvent être vivants. Pour améliorer la tenue en crue, il est conseillé de planter les pieux alternativement perpendiculaires au fond et perpendiculaires à la berge. En variante, certains aménageurs préfèrent placer deux rangées de pieux enserrant les fascines.

Le fascinage est efficace pour protéger les pieds de berge. L'efficacité est déjà appréciable dès la mise en œuvre. A terme, le fasciange a tendance à restreindre le section d'écoulement lorsque les saules grandissent suffisamment pour ne plus être complètement pliés par le courant, d'où l'intérêt d'un entretien régulière.

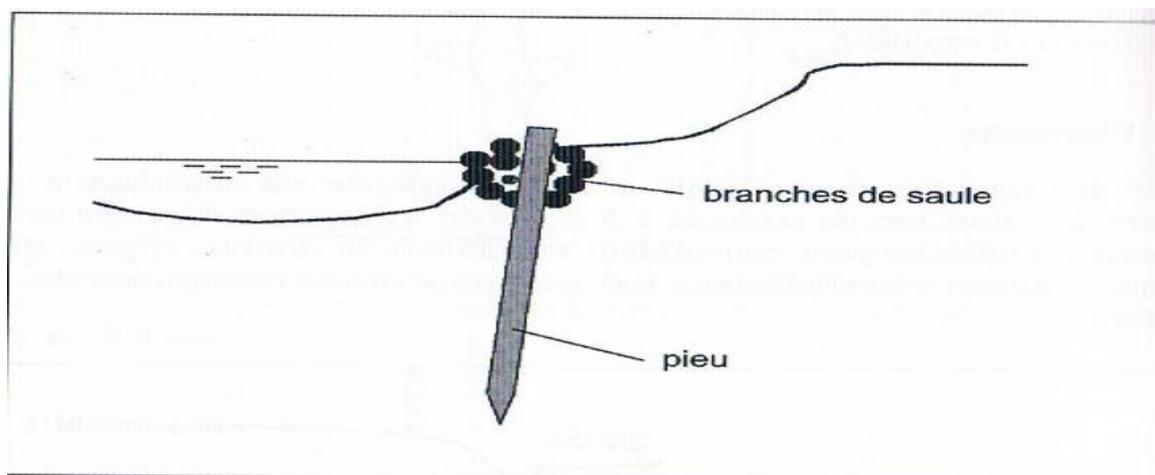


Figure V.12 : Fascines.

Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement.

V.1.4.1.7 Tressages :

En variante au fascinage, le tressage consiste à planter des pieux espacés d'environ 1 à 2 m, puis à tresser de saule entre ces pieux. Ce système est un peu plus facile à mettre en œuvre que les fascines, il demande des branches moins nombreuses mais plus longues (au moins 1.5 m) et il procure une moins grande densité de racines.

V.1.4.1.8 Treillis de branches :

Pour remblayer une anse d'érosion dans une berge, on peut placer un treillis de branches, mortes et vivantes, placées à plat longitudinalement et transversalement. En période de repos de la végétation, on plante des boutures de saule verticalement et qui dépassent. Le treillis est

Bloqué, coté rivière, par une rangé de pieux espacés de 1 m. L'eau qui passe sur le treillis est ralentie et dépose des matières en suspension qui peu à peu comblent la berge érodée.

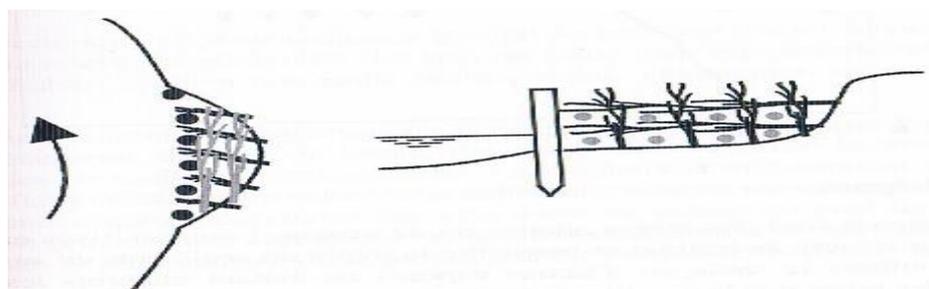


Figure V.13 : Treillis de branches.

Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement

V.1.4.1.9 Epis vivants :

Dans un lit large, on peut réaliser des épis transversaux vivants. Ils sont constitués d'une cage en pieux de 1 à 3 m contenant un paquet de branches. Il sera avantageux de tresser les branches entre les pieux. Les épis sont une variante aux protections longitudinales. Ils approfondissent l'axe du lit et favorisent les dépôts contre la berge entre les épis successifs.

Cette technique n'est pas recommander pour la protection des berges dans des rivières étroites.

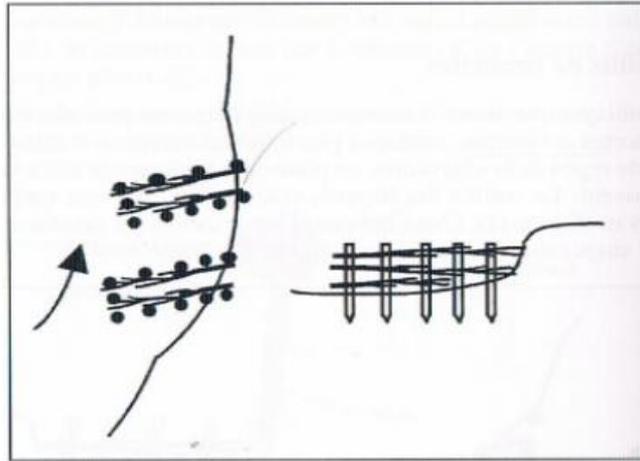


Figure V.14 : épis vivants (en plan et en coupe).
Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement

V.1.4.1.10 Tunages

Le tunage est constitué de pieux non jointifs destinés à bloquer divers matériaux qui soutiennent la berge. Il peut s'agir d'un rideau de rondins (en pin ou en mélèze de préférence) ou de pierres dans une enveloppe de grillage, ou de fascines. Le tunage permet de remblayer le pied d'une berge érodée, mais lorsque la berge est affouillable, ce qui est le cas en rive concave, il faut préférer les pieux jointifs.

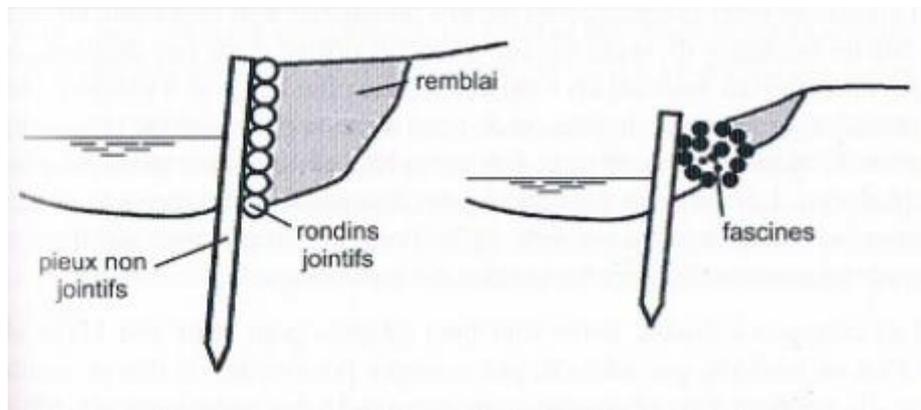


Figure V.15 : Tunages et divers types de remblaiement de pied de berge.
Gérard Degoutte, Diagnostic, aménagement

V.1.4.2 Matériaux granulaires pour protéger les berges

Les matériaux minéraux utilisés pour protéger les berges de l'érosion sont des enrochements de carrière, des gabions ou des blocs préfabriqués en béton.

Ils présentent de nombreux avantages pour la protection des berges, parmi lesquels citons :

- ❖ La souplesse vis-à-vis des déformations du sol ou des affouillements.
- ❖ La capacité de drainage.
- ❖ La possibilité d'être posés aussi bien à sec que dans l'eau.

Ces matériaux utilisés en continu le long d'une berge peuvent permettre :

- ❖ De la protéger contre l'érosion ou contre le batillage.
- ❖ De la stabilité vis-à-vis du risque de glissement.

Les enrochements :

La technique la plus fréquente consiste à revêtir la berge en enrochements de carrière, non bétonnés, avec une pente relativement faible, en général entre 1/1.5 et 1/2.

V.1.4.2.1 Les gabions :

Les gabions sont des structures formés de cages grillagées parallélépipédiques emplies de cailloux ou de galets. Les gabions proprement parler conviennent mieux pour construire des soutènements verticaux que pour revêtir des berges, ils sont aussi utilisés pour construire des seuils ou des épis.

V.1.4.2.2 Les blocs préfabriqués en béton

Les blocs préfabriqués en béton sont de dimension décimétriques. Leur faible poids est compensé par des liaisons en fils métalliques ou par des procédés d'imbrication ou d'autre blocage. Ils conviennent plutôt pour aménager des plages à faible pente sur des rivières ou des lacs. Certains procédés utilisant des blocs possédant des alvéoles permettant le remplissage par de la terre végétale. En véritable protection de berge, ils ne pourraient s'envisager que si un ouvrage parafouille existe, en matériau différent.

V.1.4.2.3 Protection du pied des revêtements de berge

Les revêtements de berge doivent impérativement être bien protégés à leur pied pour résister à la fois aux affouillements localisés et aux enfoncements généralisés. L'importance des fondations influe fortement sur les coûts. Si la fondation s'avère insuffisante, le revêtement des berges va glisser, se désorganiser et la reprise ultérieure est difficile, d'où l'importance de bien maîtriser ce risque lors de la conception.

Compte tenu des risques d'enfoncement du lit aussi bien en section courante que dans les coudes, il est indispensable de protéger le pied des revêtements :

- Soit par un rideau parafouille en pieux de bois ou en palplanches.
- Soit en prolongeant vers le bas la protection en enrochement ou en matelas Reno.
- Soit en disposant à plat au fond du lit une protection déformable qui suivra peu à peu l'enfoncement du lit de manière à ce que la protection ne soit pas déchaussée une fois la rivière enfoncée.

V.2 Ouvrage de protection contre les inondations

V.2.1 Ouvrage d'écroulements des crues :

Certains barrages sont conçus pour écrouter les crues. C'est-à-dire diminuer le débit maximum de la rivière pendant une crue. Normalement vides à l'arrivée de la crue, ils se remplissent pour empêcher l'eau de poursuivre sa course. Le volume ainsi stocké provisoirement est restitué à la rivière après le passage de la crue.

Ces aménagements vont souvent de pair avec des systèmes d'endiguement pour protéger directement des zones habitées situées plus à l'aval.

Il existe deux types d'aménagements de ce type :

- ❖ Réservoir sur le cours d'eau de la rivière.
- ❖ Réservoir alimenté par un canal dérivant l'eau de la rivière.



Figure V.16 : Ouvrages d'écrêtement des crues. (www.lamaseillaise.fr)



Figure V.17 : Barrages d'écrêtement des crues. (www.savoirs.essonne.fr)

V.2.2 Bassin de rétention

Un bassin de rétention est une zone de stockage temporaire des eaux de ruissèlement. Il permet de protéger les habitations et les infrastructures en val de bassin en période de fortes pluies. De part son action de ralentissement des écoulements, le bassin permet également aux matières solides en suspension (terre, gravier, débris végétaux) de se déposer.

Il existe de types de bassin de rétention :

- ❖ Bassin de rétention a rejet limite. Bassin de rétention par infiltration dans le sol.



Figure V.18 : Bassin de rétention a rejet limite. (www.sene-news.fr)



Figure V.19 : Bassin de rétention par infiltration. (hmf.ensee.ht.fr)

V.2.3 Seuils

Un seuil en rivière est un ouvrage, fixe ou mobile, qui barre en partie le lit mineur d'un cours d'eau.

Il est destiné à surélever la ligne d'eau et non pas à stocker un volume d'eau, contrairement au barrage qui lui barre plus que le lit mineur. Un seuil est un ouvrage en béton, en

maçonnerie, en gabions, en enrochements, en bois. Il permet l'alimentation (gravitaire) d'un canal de dérivation, ou l'utilisation de la force motrice de l'eau, ou l'installation de pompes, Il

peut aussi créer un petit plan d'eau à usage récréatif. Enfin on réalise des seuils pour bloquer une érosion régressive.



Figure V.20 : Seuil en pierre. (www.cr-hautadour.com)



Figure V.21 : Seuils en bois. (www.riviere-yzeron.fr)

V.2.4 Mur anti crues

Il existe plusieurs types de murs anti-crues.

V.2.4.1 Endiguement

Une digue est un ouvrage destiné à contenir épisodiquement les eaux et à protéger contre leurs effets ou à guider leur cours.

Elles sont de deux types :

- ✓ Transversale au lit du cours d'eau.
- ✓ Ou longitudinale.

Les digues constituent souvent l'unique recours pour la protection des zones urbanisées.



Figure V.22 : Endiguement des berges. (www.union-des-as-38.fr)

V.2.4.2 Mur en béton ou panneaux

V.2.5 Ouvrages de ralentissement dynamique

Concrètement, cela se traduit par l'élaboration d'ouvrages et d'aménagements à l'échelle du bassin versant ayant pour but de retenir l'eau des précipitations sur les versants, de diminuer autant que possible la vitesse d'écoulement des eaux lors d'événement pluvieux de forte importance, ainsi que de favoriser la connexion avec les annexes fluviales et le lit majeur en général, pour amortir le pic de crue.

On distingue deux techniques pour le ralentissement dynamique à savoir :

V.2.5.1 Ouvrage en versant

Action sur les réseaux de drainage existants.

V.2.5.1 Embroussaillement

Afin de limiter l'érosion, des actions d'embroussaillement sont entreprises sur les terrains des bassins versants susceptibles d'être inondés. Les enherbements sont privilégiés par rapport aux champs cultivés et leurs entretiens peuvent être contractualisés entre les collectivités et leurs propriétaires.

Conclusion

Ce chapitre a tenté une description objective des techniques d'aménagement, et de protection des berges ainsi que les ouvrages utilisés.

Chaque aménagement a des conséquences sur la dynamique de la rivière et même des conséquences sur l'environnement et le paysage.

Le choix d'une technique se fait selon des critères morphologiques, économiques, paysagère, environnementale, pérennité de l'aménagement, objectifs à protéger.

Chapitre VI

Etude des variantes

Introduction :

Le but de cette étude, est de bien protéger la zone vallée des jardins contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles. Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude, des schémas d'aménagement seront proposés.

Les variantes proposées font l'objet d'une étude comparative, dans le but d'évaluer le cout et la pertinence de chacune, afin de choisir la meilleure sur le plan technico économique qui va satisfaire ces fonctionnalités pour lesquelles est destinée, toute en préservant l'aspect environnemental et en assurant l'esthétique. Parmi ces schémas une variante sera retenue et fera l'objet d'une étude détaillée, dans le chapitre à suivre. Cette variante garantira la protection de la localité contre les inondations. Il faut surtout que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique. Et qu'elles soient bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

VI.1 Description des variantes proposées :

VI.1.1 Première variante : Tunnel et galerie

Cette variante consiste à projeter un tunnel de forme circulaire qui démarrera de l'exutoire le point le plus bas de la dépression de la vallée des jardins et se dirigera vers l'est le point de rejet sur le canal existant de l'oued sefra.

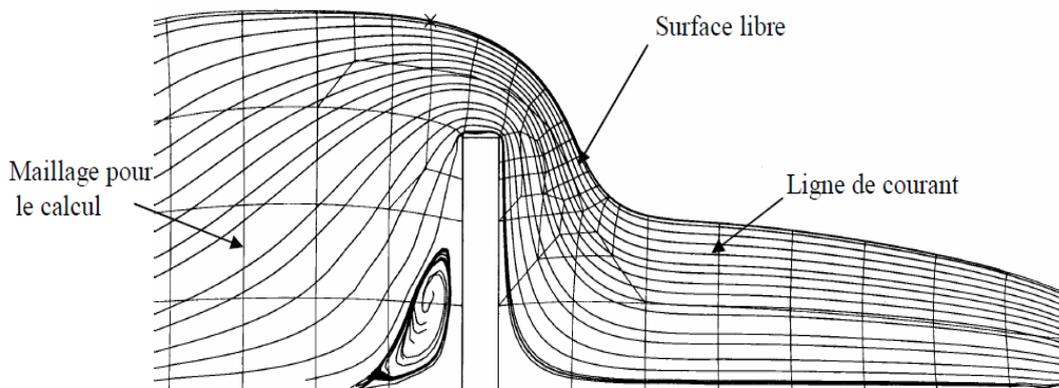
Son l'itinéraire souterrain suit en majeure partie la route nationale N°23 A pour aboutir dans le canal existant sur l'Oued Ain-Sefra

La longueur du tunnel sera de 1830 m et sa pente de 3 ‰ le tunnel sera équipé de cheminées pour son aération.

La crue à faire transiter est la crue de période de retour T=25 ans estimée a 17.6 m³/s pour assurer le bon fonctionnement de la galerie,

VI.1.1.1 Généralité sur l'écoulement a surface libre

Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre. La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique.



Figures VI.1 Ecoulement a surface libre
(José VAZQUEZ (Systèmes Hydrauliques Urbains – ENGEES))

VI.1.1.2 Types d'écoulement :

Dans un écoulement à surface libre, le liquide s'écoule au contact de l'atmosphère. La surface libre est la surface de séparation entre l'eau et l'atmosphère. En tout point de cette surface, la pression égale à la pression atmosphérique.

Les écoulements à surface libre, peuvent être permanent [toutes les propriétés de l'écoulement sont constantes dans le temps] ou non permanent [dont l'une des propriétés est Variable dans le temps].

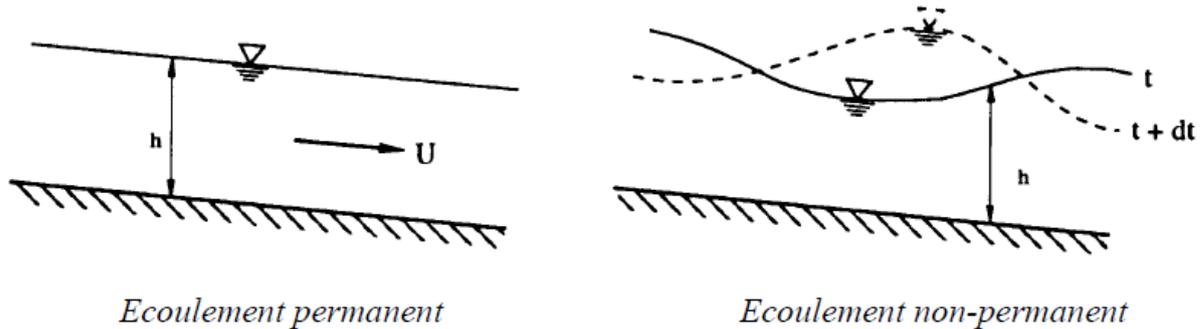
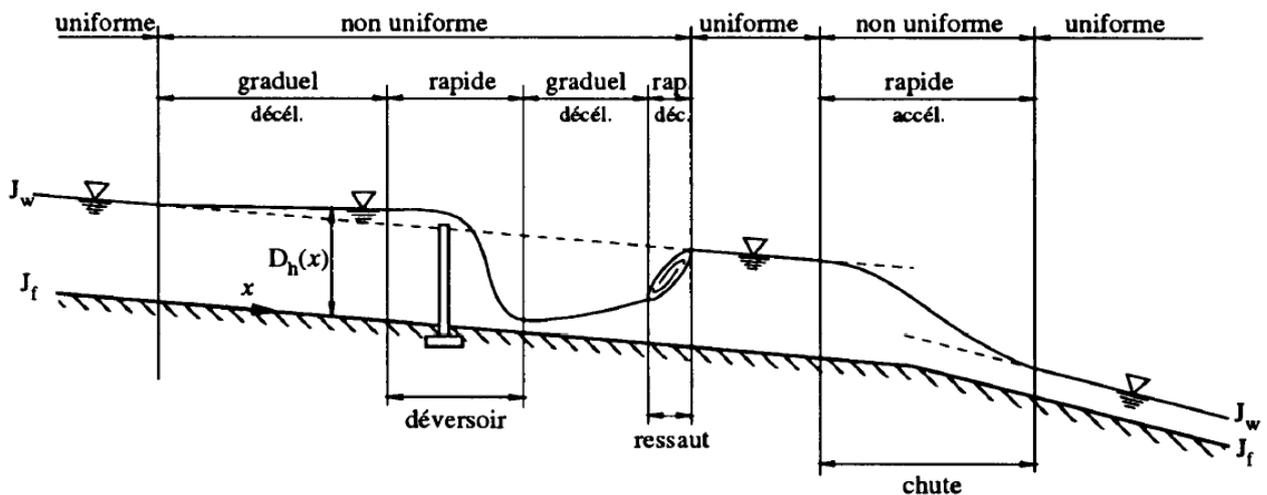


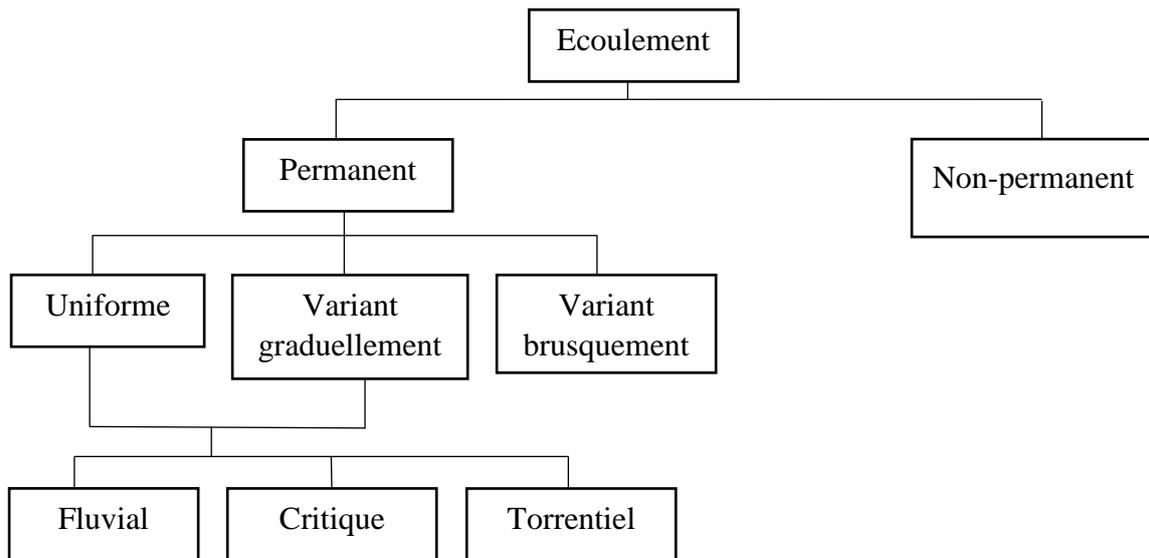
Figure VI.2 Type d'écoulement (variabilité dans le temps)
(José VAZQUEZ (Systèmes Hydrauliques Urbains – ENGEES))

Un écoulement permanent peut-être uniforme [toutes les propriétés géométrique et hydraulique restent constantes sur une longue distance le long de l'écoulement], variant graduellement [La profondeur et la vitesse de l'écoulement varient graduellement le long de l'écoulement] ou variant brusquement [la vitesse et la profondeur varient d'une manière sensible sur une courte distance].



Figures VI.3 : Types d'écoulement (variabilité dans l'espace)
(José VAZQUEZ (Systèmes Hydrauliques Urbains – ENGEES))

Finalement, un écoulement uniforme ou variant graduellement peut encore être caractérisé selon son régime : il peut être fluvial, critique ou torrentiel.



Figures VI.4 : Classification des écoulements (Benni, 2009)

VI.1.1.3 les paramètres géométriques :

Pour un écoulement à surface libre, la géométrie de la section peut être très diversifiée (circulaire, rectangulaire, trapézoïdale, ovale, triangulaire ou de forme quelconque). Dans ces cas, l'écoulement est décrit par des propriétés géométriques dont le calcul dépend de la forme de la section et du degré de remplissage de la conduite.

Pour choisir les dimensions et la pente d'un canal en fonction d'écoulement spécifié, on admet que l'écoulement est uniforme. Pour effectuer l'écoulement on dispose de deux équations :

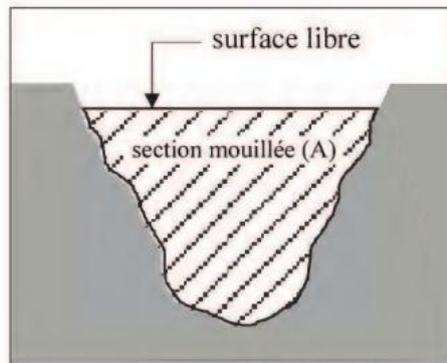
- L'équation de calcul du débit $Q = V.S$;
- L'équation de Manning Strickler $V = K.R_h^{2/3}.\sqrt{I}$

Avant d'accepter le choix final des dimensions d'un canal, il faut vérifier si la vitesse normale d'écoulement n'est ni trop petite pour produire la sédimentation des matières en suspension, ni trop grande pour causer l'érosion des parois.

A savoir les vitesses d'écoulements recommandés dépendent de la nature des parois et du fond, ainsi de la charge solide éventuelle que l'eau doit transporter sans déposition (Bennis, 2009)

a) Section mouillée d'un canal :

On appelle section mouillée S_m d'un canal la portion de la section du canal limitée par les parois du canal et la surface libre.



Figures VI.5 : section mouillée d'un canal
(Bennis,2009)

b) Périmètre mouillé d'un canal :

On appelle périmètre mouillé P d'un canal, le périmètre de la section mouillée qui inclut les parois solides mais ne comprend pas la surface libre.

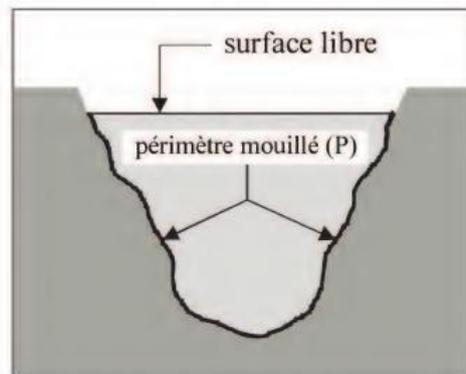


Figure.VI.6 : périmètre mouillée d'un canal
(Bennis, 2009)

c) Rayon hydraulique :

On appelle rayon hydraulique R_h , le quotient de l'aire de la section mouillée A et du périmètre mouillée P :

$$R_h = \frac{A}{P} \quad (\text{VII.1})$$

Pour une surface donnée d'écoulement, plus le périmètre mouillé est grand, plus le rayon hydraulique est faible. Comme le périmètre mouillé est une mesure de la surface de contact sur laquelle se fait le frottement, on peut interpréter le rayon hydraulique comme un indice de la performance de la section d'écoulement.

Quand la section est circulaire, il ne faut pas confondre le rayon hydraulique avec le rayon de la conduite circulaire. Quand la conduite est pleine on a, d'après (5.1), la relation suivante entre le rayon hydraulique et le rayon de la conduite :

$$R_h = \frac{\pi R^2}{2\pi R} = \frac{R}{2} \quad (\text{VII.2})$$

➤ R : rayon de la conduite

d) Profondeur ou tirant d'eau :

On appelle profondeur d'eau la hauteur d'eau au-dessus du point le plus bas de la section perpendiculaire à l'écoulement on la dénote souvent par h ou y

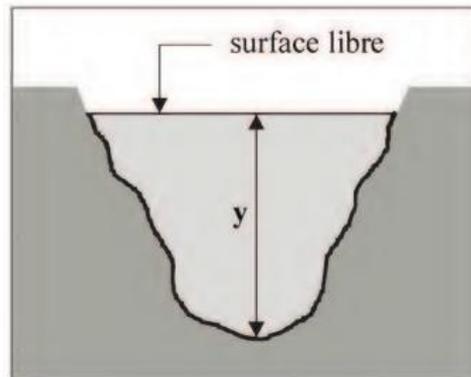


Figure.VI.7 : profondeur d'eau
(Bennis, 2009)

e) Pente d'un canal :

On définit la pente d'un canal comme étant la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport à l'horizontale. Comme cet angle est généralement très petit, la pente est en pratique, numériquement égal à l'angle donné en radians. Après le choix de la pente du canal, dans un régime permanent uniforme on la considère égale à la pente de la ligne d'énergie

f) Canal prismatique :

Un canal prismatique est un canal dont la pente et la géométrie de la section restent constantes dans la direction longitudinale du canal. Lorsqu'une de ces conditions n'est pas respectée, le canal est dit non prismatique

VII.1.1.4 Paramètre hydraulique

les paramètres hydrauliques (Profondeur d'eau, profondeur critique, profondeur de la ligne d'énergie, vitesse d'écoulement, nombre du Froude).

a) Nombre de Froude :

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- V : la vitesse d'écoulement. (**m/s**)
- h : hauteur d'eau. (**m**)

le rôle de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit

- Écoulement fluviale $Fr < 1 \Rightarrow h_{cr} < h_n$
- Écoulement torrentiel $Fr > 1 \Rightarrow h_{cr} > h_n$
- Écoulement critique $Fr = 1 \Rightarrow h_{cr} = h_n$

b) Profondeur critique :

La profondeur critique est une profondeur qui correspond à une charge spécifique minimale h_s , dont la procédure est la suivante :

Pour un régime critique le nombre de froude égale à 1 alors :

$$Fr^2 = 1 \quad (\text{VII.4})$$

c) calcul de la vitesse d'écoulement :

Le calcul de la vitesse est nécessaire pour vérifier si cette dernière est assez élevée pour éviter la sédimentation de matière en suspension et n'est pas trop forte pour causer l'érosion

$$V = \frac{Q}{S} = K \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{S_f} \quad (\text{VII.5})$$

Avec

- S_f : la pente de la ligne d'Energie (m/m)
- K : Coefficient de Strickler ($m^{1/3}/s$)

VI.1.1.5 cas particulier de la forme circulaire

La section de forme circulaire a retenu plus particulièrement l'attention car elle est pratiquement adoptée pour toutes les conduites de drainage fabriquées aujourd'hui.

le tableau et la figure « Annexe VI.1 » seront utilisés pour résoudre tous les types de problèmes des conduites partiellement pleines. Ce tableau et cette figure expriment la relation

Qui existe entre la fraction de remplissage de la conduite y/D et les autres propriétés géométriques (A/A_{ps} et R_h/R_{hp}) et hydrauliques (V/V_P et Q/Q_p). **Benni 2009**

VI.1.2 Deuxième variante : bassin de rétention avec débit de fuite vers une galerie

Cette variante est un peu différente de la première variante consiste à stocker la crue dans des bassin de rétention qui seront dimensionnés en fonction des débits de crues avec un débit de fuite vers une galerie

Au vu des contraintes liées à la topographie du site ainsi qu'à la répartition spatiale des bassins versants, il sera judicieux d'implanter un bassin de rétention au niveau de chaque bassin versant.

L'idée est de caler chaque capacité de bassin de rétention sur son volume propre donné par la crue décennale. Ce qui nous amené à faire évacuer un débit de fuite qui représente la différence de débit ($Q(T=25)$ à $Q(T=10)$). Ce débit de fuite de chaque bassin est acheminé via une canalisation (vu la pente faible du terrain) vers un point exutoire d'où va démarrer une galerie (tunnel) de forme circulaire de longueur de 1830 m et un pente de 0.0033 qui rejoindra le canal existant sur l'oued Sefra.

VI.1.2.1 Définition d'un bassin de rétention :

Un bassin de rétention il fait partie des technique alternatives « des ouvrages d'assainissement pluvial » sont des ouvrage destiné a contenir le surplus d'eau de pluie et de ruissèlement généré par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site en fonction d'un débit d'évacuation régulé vers un exutoire ; exutoire pouvant être le réseau public, le milieu hydraulique superficiel ou un système d'infiltration, ils ont un rôle d'étalement, d'écêtement des eaux pluviales.

Ils sont principalement constitués par trois parties : un ouvrage d'alimentation, une zone de stockage et un ouvrage de régulation (garantissant le débit de fuite) .

VI.1.2.2 Avantages et inconvénients :

➤ **Avantages :**

- Bonne intégration paysagère possible.
- Réduction des débits de pointe à l'exutoire.
- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- Conception accompagnée d'une méthode normalisée de dimensionnement définie par l'instruction technique de 1977.
- Bon retour d'expérience facilitant la conception et l'exploitation.

➤ **Inconvénients :**

- Les bassins de rétention peuvent avoir une importante emprise foncière.
- La fréquence d'entretien va varier selon le type de bassin, selon sa capacité et la qualité des eaux pluviales retenues.
- Dépôts de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes générés sont très faibles.
- Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans le bassin et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont.

VI.1.2.3 Condition et domaine d'utilisation :

Les bassins de rétention sont des ouvrages surtout adaptés aux milieux périurbain ou ruraux compte tenu de la surface foncière nécessaire. Afin de réduire l'impact financier que cela représente, on cherchera à lui conférer une utilisation plurifonctionnelle (aire de jeu, de détente, ...).

Durant la phase de conception, on s'assurera que les paramètres suivants soient respectés :

- ❖ La vidange des eaux du bassin de rétention, doit être effectuée dans un laps de temps « respectable » pour que le bassin puisse être fonctionnel lors d'évènements pluvieux successifs, pour des raisons de sécurité des riverains et de salubrité (durée de vidange après l'orage < 6h maximum).
- ❖ Afin d'assurer la sécurité des riverains, si cela s'avère nécessaire suivant la morphologie (pente des talus ou profondeur du bassin trop importante) et l'implantation du bassin, des solutions devront être mises en œuvre (clôtures, prévention, information sur le fonctionnement...).

- ❖ Dès la mise en œuvre de l'ouvrage, l'accès permettant son entretien doit être fonctionnel.

Leur réalisation est très bien maîtrisée, mais doit faire l'objet d'une attention particulière quant aux aménagements nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.

La mise en œuvre d'ouvrages spécifiques au sein même ou en tête du bassin permettra d'éviter tous types de nuisances et de faciliter l'entretien. Un suivi sérieux et régulier en sera la garantie.

Même si l'ouvrage de stockage peut prendre diverses formes, lors de sa conception, sa morphologie ainsi que ses équipements (regard d'accès, rampe d'accès...) doivent être pensés et prévus afin de faciliter l'exploitation et l'entretien du bassin.

Le mode d'alimentation du bassin va définir sa position et donner des indications sur les paramètres à contrôler lors de sa conception et de sa réalisation.

- **Alimentation par déversement** : Le bassin est le point bas de l'opération. Il faut donc vérifier l'altimétrie de raccordement, la correspondance entre le fil d'eau de l'exutoire et le milieu récepteur (réseau public, milieu hydraulique superficiel,).
- **Alimentation par mise en charge et débordement** : Le bassin est un vase d'expansion du réseau pluvial. La profondeur du bassin n'est pas fonction du fil d'eau du réseau, mais du volume utile nécessaire et du point de collecte des eaux pluviales le plus bas.

Afin d'empêcher tout débordement non désiré on s'assure (dans un cas comme dans l'autre) que le niveau des plus hautes eaux (niveau de surverse) atteint dans le bassin est inférieur au point de collecte des eaux de pluie et de ruissellement le plus bas (au niveau du terrain).

- **Alimentation par ruissellement directement** : des surfaces vers le bassin. Ce mode de fonctionnement ne peut être mis en œuvre que pour des petits bassins. Il permet de limiter, voire de supprimer le réseau pluvial classique. Alimentation par ruissellement directement des surfaces vers le bassin. Ce mode de fonctionnement ne peut être mis en œuvre que pour des petits bassins. Il permet de limiter, voire de supprimer le réseau pluvial classique.

VI.2 Etude des variantes :

L'étude des variantes consiste à déterminer les dimensions des ouvrages mentionnés ci-dessus

VI.2.1 Etude de la première variante :

VI.2.1.1 Choix de la formule de dimensionnement :

Dans ce calcul on va opter pour la formule de Manning-Strickler dont la formule est la suivante :

$$V = K \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \quad (\text{VI.6})$$

$$Q = K \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

- K : Coefficient de Strickler

$$K = \frac{1}{n} \quad (\text{VI.8})$$

- n : Coefficient de Manning

la valeur de Coefficient de Strickler est représentée dans le tableau Annexe VI.2

- S : Section transversale
- I : pente du collecteur (m/m)
- R_h : rayon hydraulique (m)

Le rayon hydraulique est donné par la relation suivante :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

- S_m : section mouillée ; (m^2)
- P_m : périmètre mouillé (m)

Pour une section circulaire :

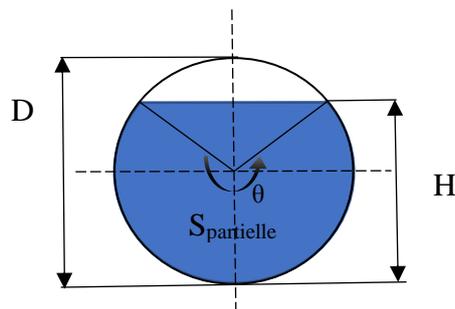
1. Les paramètres géométriques en pleine section sont :

$$S_m = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{VI.10})$$

$$P_m = \pi \cdot D \quad (\text{VI.11})$$

Avec : D est le diamètre de la conduite

2. Les paramètres géométriques en section partielle sont



Figures VI.8 surface partielle

- Section mouillée :

$$S_m = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta) \quad (\text{VI.12})$$

$$P_m = \theta \frac{D}{2} \quad (\text{VI.13})$$

- Le rayon hydraulique

$$R_h = \frac{D}{4} \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right) \quad (\text{VI.14})$$

- Rapport des vitesses :

$$R_V = \frac{V}{V_{PS}} = \left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right] \quad (\text{VI.14})$$

Avec

- D : diamètre de la conduite (m)
- θ : angle mouillée (rad)
- V : vitesse d'écoulement a section partielle (m/s)
- V_{ps} : vitesse d'écoulement a pleine section (m/s)

❖ **Méthode de calcul de la section de la galerie :**

La méthode de calcul est basée sur un calcul itératif, on pose le diamètre de la conduite et on cherche un angle téta pour que la hauteur de remplissage soit de 75% du diamètre de la conduite.

D'abord on calcule le rapport des débits $R_q(1)$

$$R_q(1) = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (VI.15)$$

- Q : débit de projet (m^3/s)
- Q_{ps} : débit plein section (m^3/s)

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot S = K \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \quad (VI.16)$$

On remplaçant les formule VI.10, VI.11, dans la formule (VI.16) et après une simplification on aura la formule suivante :

$$Q_{ps} = \frac{K \cdot \pi \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I}}{4} \quad (VI.17)$$

Avec :

- Q : débit de dimensionnement en m^3/s ;
- K : Coefficient de Strickler en $m^{1/3}/s$;
- I : pente du radier ;(**m/m**)

En suite on calcule le rapport des débits pour un angle téta

$$R_q(2) = \frac{V \cdot S_m}{V_{ps} \cdot S_{ps}} = \frac{1}{4\pi} \frac{(\theta - \sin \theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \quad (VI.18)$$

Le taux de remplissage est égal a

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad (VI.19)$$

Avec :

- h : le hauteur de remplissage (m)
- θ : angle de remplissage en rad

Tableau VI.1 Dimensionnement de la galerie

Coefficient de Strickler	K =	75	m^{1/3}/s
Débit	Q =	17.6	M ³ /s
Pente du tronçon	I =	0.0033	m/m
Diamètre de la conduite	DN =	3500	mm
Vitesse à pleine section	Vps =	3.94	m ² /s
Débit à pleine section	Qps =	37.92	m ³ /s
Rapport	(Q/Qps)1 =	0.46	
Angle	θ =	4.24	Rd
Surface mouillée	Sm =	7.86	m ²
Périmètre mouillée	Pm =	7.43	m
Rayon hydraulique	Rh =	1.06	m
Rapport	(Q/Qps)2 =	0.46	/
Rapport	V/Vps =	1.14	/
La vitesse d'écoulement	V =	4.48	m/s
Rapport	h/D =	0.76	/
La hauteur de remplissage	h =	2.67	m

D'après notre calcul on a trouvé pour un diamètre de DN = 3500 mm on a un angle mouillé de $\theta = 4.24$ rad et une hauteur de remplissage $h = 2.67$ et un taux de remplissage

$h/D = 0.76 = 76\%$. On conclut que l'écoulement est à surface libre

VI.2.2 Etude de deuxième variante :

VI.2.2.1 Choix de la formule :

a) Bassin de rétention :

le dimensionnement du bassin de rétention se fait par l'utiliser l'hydrogramme de crue de la crue décennale en calculant le volume par une méthode graphique.

$$Q_s = Q_e - Q_f \quad (VI.1)$$

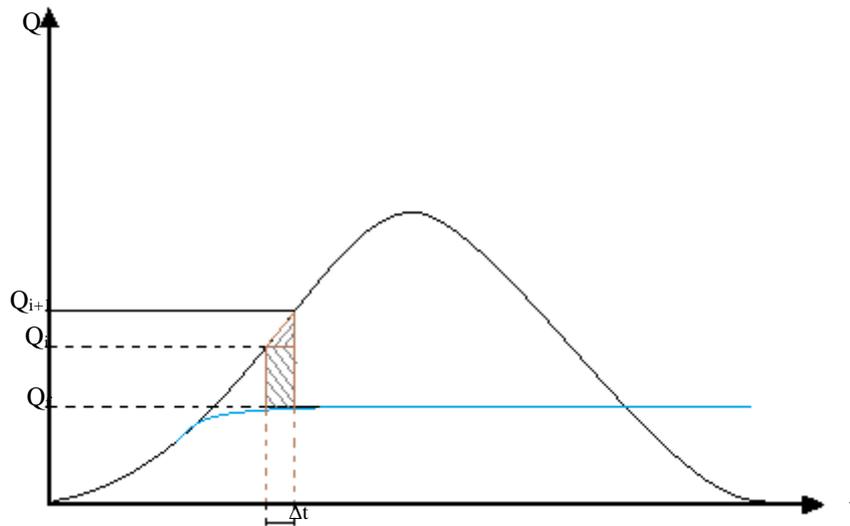
- Q_e : débit entrant pour une période de retour $T = 25$ Ans
- Q_s : débit sortant (m³/s)
- Q_f : débit de fuite (m³/s)

Le débit de fuite est égal à :

$$Q_f = Q(T=25) - Q(T=10) \quad (VI.2)$$

❖ Méthode de Calcul du volume stocké

La méthode de calcul du volume stocké est basée sur l'hydrogramme de crue



Figures VI.9 : calcul du volume par l'hydrogramme de crue

On calcule le débit de chaque tranche

Une tranche de l'hydrogramme de crue est caractérisée par 2 surfaces (triangulaires + rectangulaires)

- Le volume donné par la tranche triangulaire est comme suit :

$$V_{triangle} = \frac{(Q_{i+1} - Q_i) \cdot \Delta t}{2} \quad (VI.3)$$

- Le volume donné par la tranche

$$V_{rectangle} = (Q_i - Q_f) \cdot \Delta t \quad (VI.4)$$

- Le volume de tranche finale est

$$V_T = V_{triangle} + V_{rectangle} \quad (VI.5)$$

Après avoir calculer le volume de toutes les tranche de la partie stocké on les somme pour trouver le volume totale du bassin

b) Dimensionnement de la galerie

La formule de dimensionnement de la galerie de cette variante est la même que la galerie précédente.

c) Résultat de calcul :

Les résultats de calcul des débits de fuite de chaque bassin versant sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI.2 les débits de fuite

	Q(T=25) (m3/s)	Q(T=10) (m3/s)	Qf (m3/s)
BV1	2.9	1.7	1.2
BV2	5.4	3.6	1.8
BV3	3.2	2.3	0.9
BV4	6.9	4.4	2.5
Exutoire	17.6	11.5	6.1

Les résultats de calcul des volumes de stockage est comme suit :

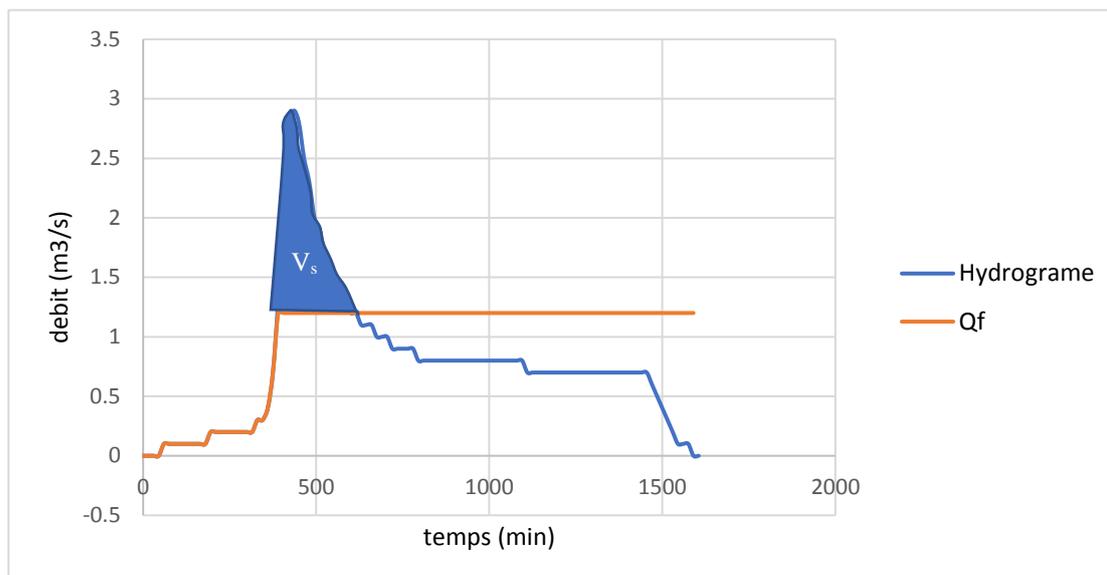
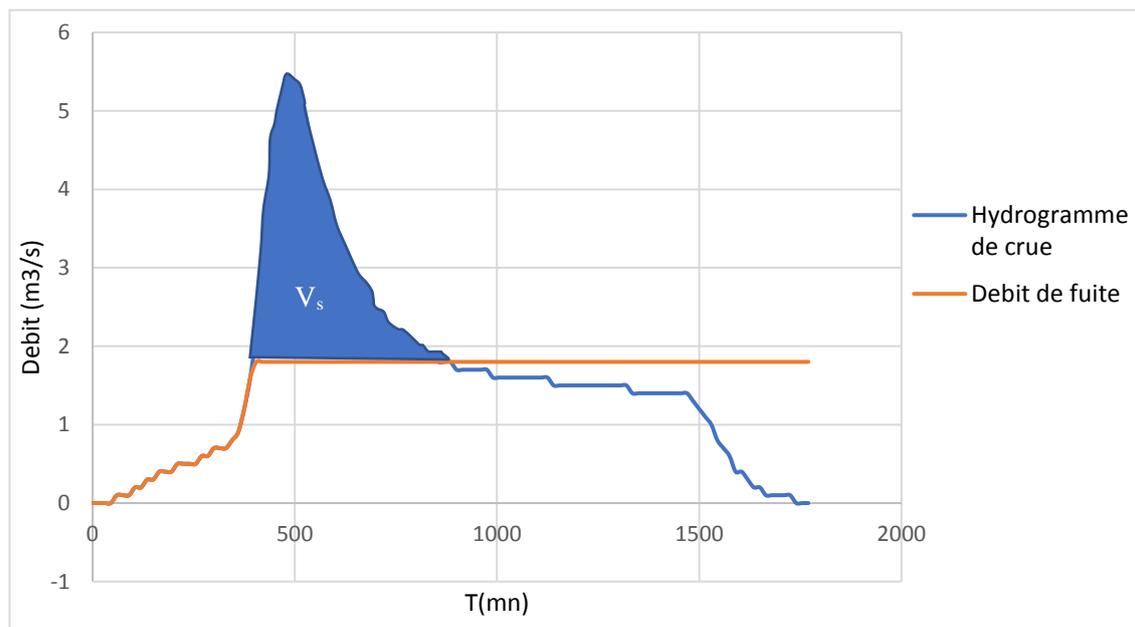


Figure VI.10 Volume a stocker du BV1

Tableau VI.3 Volume total des bassins de rétention pour BV1

T(min)	Q _e	Q _f	Q _{stocké}	Q _{triang}	Q _{rectangle}	V _{triangl} m ³	V _{rectng} m ³	V _{tranche} m ³	V _{cumulé} m ³
345	0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	0
360	0.4	0.4	0	0	0	0	0	0	0
375	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0	0
390	1.3	1.2	0.1	0.1	0	45	0	45	45
405	2.1	1.2	0.9	0.8	0.1	360	90	450	495
420	2.7	1.2	1.5	0.6	0.9	270	810	1080	1575
435	2.9	1.2	1.7	0.2	1.5	90	1350	1440	3015
450	2.8	1.2	1.6	0.1	1.6	45	1440	1485	4500
465	2.5	1.2	1.3	0.3	1.3	135	1170	1305	5805
480	2.3	1.2	1.1	0.2	1.1	90	990	1080	6885
495	2	1.2	0.8	0.3	0.8	135	720	855	7740
510	1.9	1.2	0.7	0.1	0.7	45	630	675	8415
525	1.7	1.2	0.5	0.2	0.5	90	450	540	8955
540	1.6	1.2	0.4	0.1	0.4	45	360	405	9360
555	1.5	1.2	0.3	0.1	0.3	45	270	315	9675
570	1.4	1.2	0.2	0.1	0.2	45	180	225	9900
585	1.3	1.2	0.1	0.1	0.1	45	90	135	10035
600	1.2	1.2	0	0.1	0	45	0	45	10080
615	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	10080



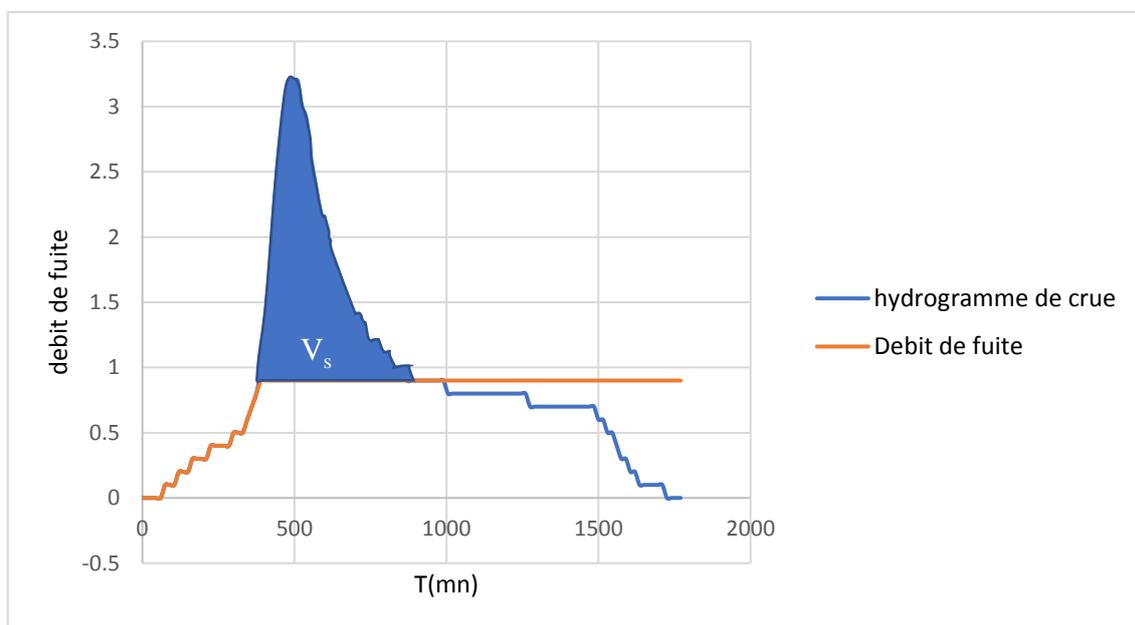
Figures VI.11 Volume a stocker du BV2

Tableau VI.4 Volume totale des bassins de rétention pour BV2

T(min)	Q _e	Q _f	Q _{stocké}	Q _{triang}	Q _{rectangle}	V _{triangl} m ³	V _{rectng} m ³	V _{tranche} m ³	V _{cumulé} m ³
375	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	0
390	1.6	1.6	0	0	0	0	0	0	0
405	2.2	1.8	0.4	0.4	0	180	0	180	180
420	3.1	1.8	1.3	0.9	0.4	405	360	765	945
435	4	1.8	2.2	0.9	1.3	405	1170	1575	2520
450	4.7	1.8	2.9	0.7	2.2	315	1980	2295	4815
465	5.1	1.8	3.3	0.4	2.9	180	2610	2790	7605
480	5.4	1.8	3.6	0.3	3.3	135	2970	3105	10710
495	5.4	1.8	3.6	0	3.6	0	3240	3240	13950
510	5.3	1.8	3.5	0.1	3.5	45	3150	3195	17145
525	5	1.8	3.2	0.3	3.2	135	2880	3015	20160
540	4.6	1.8	2.8	0.4	2.8	180	2520	2700	22860
555	4.3	1.8	2.5	0.3	2.5	135	2250	2385	25245
570	4	1.8	2.2	0.3	2.2	135	1980	2115	27360
585	3.7	1.8	1.9	0.3	1.9	135	1710	1845	29205
600	3.5	1.8	1.7	0.2	1.7	90	1530	1620	30825
615	3.3	1.8	1.5	0.2	1.5	90	1350	1440	32265
630	3.1	1.8	1.3	0.2	1.3	90	1170	1260	33525
645	2.9	1.8	1.1	0.2	1.1	90	990	1080	34605
660	2.8	1.8	1	0.1	1	45	900	945	35550
675	2.7	1.8	0.9	0.1	0.9	45	810	855	36405
690	2.5	1.8	0.7	0.2	0.7	90	630	720	37125
705	2.4	1.8	0.6	0.1	0.6	45	540	585	37710
720	2.3	1.8	0.5	0.1	0.5	45	450	495	38205

Suite au tableau VI.4

735	2.2	1.8	0.4	0.1	0.4	45	360	405	38610
750	2.2	1.8	0.4	0	0.4	0	360	360	38970
765	2.1	1.8	0.3	0.1	0.3	45	270	315	39285
780	2	1.8	0.2	0.1	0.2	45	180	225	39510
795	2	1.8	0.2	0	0.2	0	180	180	39690
810	1.9	1.8	0.1	0.1	0.1	45	90	135	39825
825	1.9	1.8	0.1	0	0.1	0	90	90	39915
840	1.7	1.8	0	0	0	0	0	0	0
855	1.7	1.8	0	0	0	0	0	0	0



Figures VI.12 Volume a stocké du BV3

Tableau VI.5 Volume totale des bassins de rétention pour BV3

T(min)	Q_e	Q_f	Q_{stocké}	Q_{triang}	Q_{rectangle}	V_{triangl} m³	V_{rectng} m³	V_{tranche} m³	V_{cumulé} m³
375	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0
390	1	0.9	0.1	0.1	0	45	0	45	45
405	1.4	0.9	0.5	0.4	0.1	180	90	270	315
420	1.8	0.9	0.9	0.4	0.5	180	450	630	945
435	2.3	0.9	1.4	0.5	0.9	225	810	1035	1980
450	2.7	0.9	1.8	0.4	1.4	180	1260	1440	3420
465	3	0.9	2.1	0.3	1.8	135	1620	1755	5175
480	3.2	0.9	2.3	0.2	2.1	90	1890	1980	7155
495	3.2	0.9	2.3	0	2.3	0	2070	2070	9225
510	3.2	0.9	2.3	0	2.3	0	2070	2070	11295
525	3	0.9	2.1	0.2	2.1	90	1890	1980	13275
540	2.9	0.9	2	0.1	2	45	1800	1845	15120
555	2.6	0.9	1.7	0.3	1.7	135	1530	1665	16785
570	2.4	0.9	1.5	0.2	1.5	90	1350	1440	18225
585	2.2	0.9	1.3	0.2	1.3	90	1170	1260	19485
600	2.1	0.9	1.2	0.1	1.2	45	1080	1125	20610
615	1.9	0.9	1	0.2	1	90	900	990	21600
630	1.8	0.9	0.9	0.1	0.9	45	810	855	22455
645	1.7	0.9	0.8	0.1	0.8	45	720	765	23220
660	1.6	0.9	0.7	0.1	0.7	45	630	675	23895
675	1.5	0.9	0.6	0.1	0.6	45	540	585	24480
690	1.4	0.9	0.5	0.1	0.5	45	450	495	24975
705	1.4	0.9	0.5	0	0.5	0	450	450	25425
720	1.3	0.9	0.4	0.1	0.4	45	360	405	25830
735	1.2	0.9	0.3	0.1	0.3	45	270	315	26145
750	1.2	0.9	0.3	0	0.3	0	270	270	26415
765	1.2	0.9	0.3	0	0.3	0	270	270	26685
780	1.1	0.9	0.2	0.1	0.2	45	180	225	26910
795	1.1	0.9	0.2	0	0.2	0	180	180	27090
810	1	0.9	0.1	0.1	0.1	45	90	135	27225
825	1	0.9	0.1	0	0.1	0	90	90	27315
840	1	0.9	0.1	0	0.1	0	90	90	27405
855	1	0.9	0.1	0	0.1	0	90	90	27495
870	0.9	0.9	0	0.1	0	45	0	45	27540

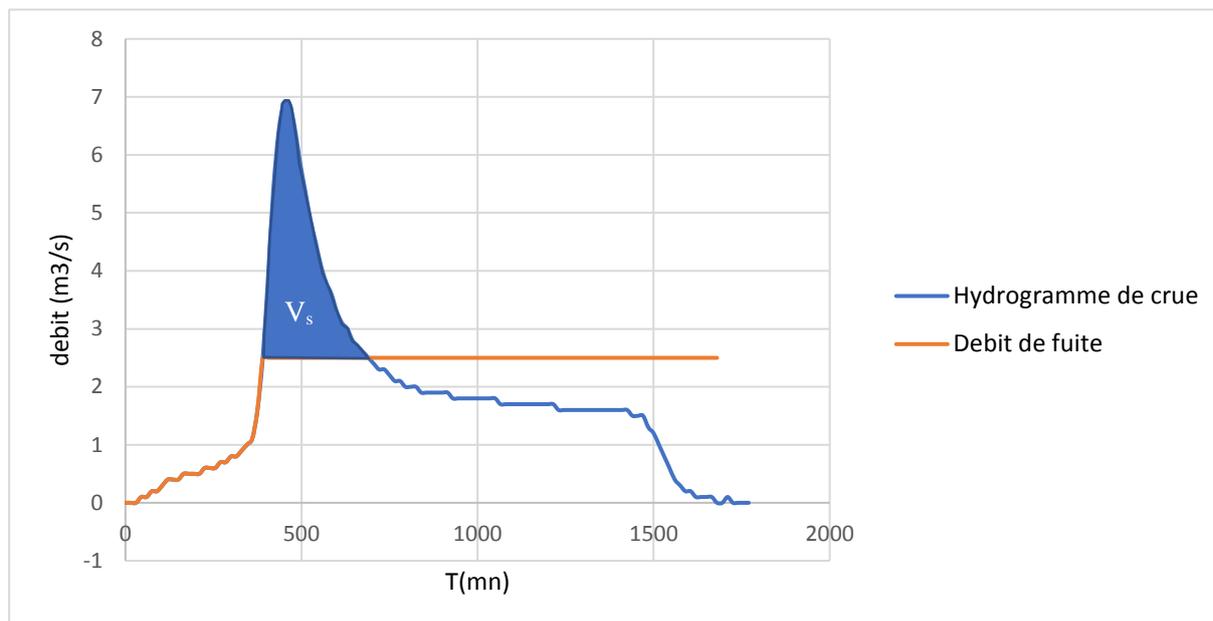


Figure VI .13 Volume à stocker du BV4

Tableau VI.6 Volume total des bassins de rétention pour BV4

T(min)	Q _e	Q _f	Q _{stocké}	Q _{triang}	Q _{rectangle}	V _{triangl} m ³	V _{rectng} m ³	V _{tranche} m ³	V _{cumulé} m ³
375	1.6	1.6	0	0	0	0	0	0	0
390	2.5	2.5	0	0	0	0	0	0	0
405	3.9	2.5	1.4	1.4	0	630	0	630	630
420	5.4	2.5	2.9	1.5	1.4	675	1260	1935	2565
435	6.4	2.5	3.9	1	2.9	450	2610	3060	5625
450	6.9	2.5	4.4	0.5	3.9	225	3510	3735	9360
465	6.9	2.5	4.4	0	4.4	0	3960	3960	13320
480	6.5	2.5	4	0.6	4	270	3600	3870	17190
495	5.9	2.5	3.4	0.5	3.4	225	3060	3285	20475
510	5.4	2.5	2.9	0.5	2.9	225	2610	2835	23310
525	4.9	2.5	2.4	0.4	2.4	180	2160	2340	25650
540	4.5	2.5	2	0.4	2	180	1800	1980	27630
555	4.1	2.5	1.6	0.3	1.6	135	1440	1575	29205
570	3.8	2.5	1.3	0.2	1.3	90	1170	1260	30465
585	3.6	2.5	1.1	0.3	1.1	135	990	1125	31590
600	3.3	2.5	0.8	0.2	0.8	90	720	810	32400
615	3.1	2.5	0.6	0.1	0.6	45	540	585	32985
630	3	2.5	0.5	0.2	0.5	90	450	540	33525
645	2.8	2.5	0.3	0.1	0.3	45	270	315	33840
660	2.7	2.5	0.2	0.1	0.2	45	180	225	34065
675	2.6	2.5	0.1	0.1	0.1	45	90	135	34200
690	2.5	2.5	0	0	0	0	0	0	34200

Tableau VI.7 capacités des bassins de rétention adoptées dans chaque bassin versant

	Volume calculé (m³)	Les capacités adoptées (m³)
BV1	10080	Un bassin de 15000
BV2	39915	Deux bassins de 20000
BV3	27540	Deux bassins de 15000
BV4	34200	Deux bassins 15000 et 20000

Les résultats de dimensionnement t de la galerie sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 dimensionnement de la galerie

coefficient de Strickler	K =	75	m^{1/3}/s
Débit de fuite	(Q25-Q10) =	6.1	M3/s
Pente du tronçon	I =	0.0033	m/m
Diamètre de la conduite	DN =	2.5	m
Vitesse à pleine section	Vps =	3.15	m ² /s
Débit à pleine section	Qps =	15.46	m ³ /s
Rapport	(Q/Qps)1 =	0.39	
Angle	teta =	3.84	rd
Surface mouillée	Sm =	3.50	m ²
Périmètre mouillée	Pm =	4.79	m
Rayon hydraulique	Rh =	0.73	m
Rapport	(Q/Qps)2 =	0.39	/
Différence des rapports des débits		0.00	/
Rapport	V/Vps =	1.11	
La vitesse d'écoulement	V =	3.49	m/s
Rapport	h/D =	0.67	
La hauteur de remplissage	h =	1.68	m

D'après notre calcul on a trouvé pour un diamètre de DN = 2500 mm on a un angle mouillé de $\theta = 3.84$ rad et une hauteur de remplissage $h = 1.68$ et un taux de remplissage $h/D = 0.67 = 67\%$. On conclut que l'écoulement est à surface libre

VI.3 Evaluation financière et comparaison des coûts des variantes :

Dans cette partie on procède à l'évaluation du coût de chaque variante, Pour les différentes quantités des matériaux à utiliser pour chaque variante, on va le multiplier par leur prix unitaire tiré de cahier de charge concernant les travaux hydrauliques, afin d'obtenir le coût total du projet.

Pour le blindage métallique, nous adopterons des cintres. Ce sont des fers profilés en I ou H, cintrés à la demande selon la courbure de la voûte. Le cintre peut être en plusieurs

tronçons, éclissés entre eux pour des raisons de maniabilité. Il existe différents cintres, qui se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 cintre de blindage de la galerie

Cintres	Diamètre m
HEB 120	2.5 à 5
HEB 140	4 à 8
HEB 180	7 à 10
HEB 220	9 à 12

VI.3.1 Variante 1 : bassin de rétention avec débit de fuite vers une galerie projetée

Tableau VI.10 : estimation du cout d'un bassin de rétention capacité de 20000m³

Désignation des travaux	Unité	Quantité	P unitaire DA	Montant DA
Terrassent en grande masse	M ³	20 000	1500	30000000
Béton de propreté	M ³	613.18	4500	2759328
Exécution des talus	M ³	67132.8	100	6713280
Béton armé dosé a 350 Kg/m³	M ³	1532.96	42000	38324000
			Total	77796608

Tableau VI.11 : estimation du cout d'un bassin de rétention capacité de 15000 m³

Désignation des travaux	Unité	Quantité	P unitaire DA	Montant DA
Terrassent en grande masse	M ³	15000	1500	22500000
Béton de propreté	M ³	580.7	4500	2613168
Exécution des talus	M ³	34678.8	100	3467880
Béton armé dosé a 350 Kg/m³	M ³	1451.76	42000	38324000
			Total	64875048

Tableau VI.12 : estimation financière de la variante N°1

N	Désignation des travaux unité	Unité	Quantité	P. unitaire DA	Montant DA
Partie Tunnel					
1	Terrassements en souterrain pour tunnel	M3	10838,46	16000,00	173415411,82
2	Béton armé dose à 350 Kg/m3	M3	10150 ,49	42000,00	426300000
3	Fourniture et pose de cintres HEA 160 pour une section de tunnel de 2.5 m de diamètre	U	718,00	96000,00	68 928 000
4	Fourniture et pose de cintres IPE 160 pour une section de tunnel de 2.5 m de diamètre	U	718,00	55000.00	39 490 000
5	Béton projeté dosé a 250 Kg/m3 sur TS	m ²	13985.11	30000.00	41955341.57
6	Chevêtre en béton tous les 12 m	m ³	359.00	15000.00	5 385 000
Partie galerie					
7	Ouverture de galerie à ciel ouvert	m ³	7200.00	7000.00	504 000 000
	Remblai de la galerie avec les terres de déblais	m ³	4180.93	400.00	1672372
Les bassins de rétention					
	Bassin de 15000 m ³	U	4	64875048.00	259500192
	Bassin de 20000 m ³	U	3	77769608.00	233308824
Total					1076539730

VI.3.2 Variante 2 : tunnel et galerie**Tableau VI.13** : estimation financière de la variante

N°	Désignation	Unité	P. unitaire DA	Quantité	Montant, Da
Partie tunnel					
	Terrassements en souterrain pour tunnel	M3	16000.00	28195.79	451132705.06
	Béton armé dosé a 350 Kg/m3	M3	42000.00	10150.49	426320580
	Fourniture et pose de cintre 160 pour une section de tunnel de 4.5 m de diamètre	U	196000.00	718.00	140728000
	Fourniture et pose cintre s IPE 160 pour une section de tunnel de 4.5 m de diamètre	U	104000.00	718.00	74672000
	Béton projeté dosé a 250 Kg/m3	M2	30000.00	22556.64	676699200
	Chevêtre en béton tous les 12 m	M3	15000.00	359.00	5385000.00
Partie galerie					
	Ouverture de la galerie a ciel ouvert	M3	7000.00	20000.00	140000000
	Remblai de la galerie avec les terres des déblais	M3	400.00	12146.02	4858408
				Total	1919795893

VI.4 Choix de la variante

Le tableau ci -dessous récapitule les coûts financiers des deux variantes proposées pour la protection contre les inondations.

Tableau VI.14 estimation des couts des variantes

Variante N° :	Cout (DA)
1	1076539730
2	1919795893

Le tableau ci – dessus nous montre que la 1ere variante est la plus économique, Mais vu la grande capacité des bassins de rétention, la topographique du site et la répartition des agglomérations ne permettent pas d'implanter ces bassins au niveau de l'exutoire par contre le facteur topographique permette la réalisation de la 2emme variante

Apré avoir analysé les résultats des couts financiers, on va opter pour la 2emme variantée qui consiste a la projection d'un tunnel-galerie.

Les eaux seront acheminées vers la tête de tunnel par un canal en forme de convergent.

A la sortie du tunnel, les eaux seront acheminées vers le canal de Oued Ain Sefra via un collecteur de diamètre 3500 m sur un linéaire de 30 m.

VI.5 Impact sur le canal existant de l'Oued Ain-Sefra

Les deux variantes proposent d'évacuer les eaux de la dépression vers le canal existant de l'oued Sefra, au Sud Est de la ville. Il est important de vérifier la capacité d'évacuation

de ce canal avec l'apport de ces nouveaux en débits.

Le bassin versant de l'oued Sefra est délimité, en tenant du réseau d'irrigation qui vient déranger les écoulements naturels. Sa superficie est de l'ordre de 68,2 km².

En tenant compte du débit spécifique des quatre premiers bassins, nous déduisons des moyennes pour la région d'étude et que nous appliquons à celui d'Oued-Sefra.

Tableau VI.15 : débits spécifiques de crues de différentes fréquences

Fréquences (n,années)	Débit de crues fréquentiels des 4 bassins – $Q_{\max\%}$ (m ³ /s)	Surface totale des 4 bassin versants S (m ²)	Débit spécifique des 4 bassins versant (m ³ /s.km ²)	Débits fréquentiels de l'Oued-Sefra (m ³ /s)
5	7.7	16.58	0.46	31.67
10	11.5	16.58	0.69	47.30
25	17.6	16.58	1.06	72.40
50	22.9	16.58	1.38	94.20
100	28.8	16.58	1.74	118.47

Ainsi le débit de la crue vingtennale serait de l'ordre de 72.4 m³/s.

La débitante du canal drainant le bassin de l'oued Ain Sefra , calculée selon la méthode de Chézy est de 136 m³/s, légèrement supérieure à la valeur de la crue centennale.

En fréquence T=25 ans, les débits provenant de la dépression via la galerie-tunnel et de l'oued Aïn Sefra totaliseraient 90 m³/s, valeur inférieure à la capacité d'évacuation du canal. Par ailleurs, il est peu probable que les pics des crues parviennent au même moment dans le canal.

Conclusion :

L'étude technico -économique nous a permet de sélectionner la meilleure variante, afin de protéger les localités la vallée des jardins contre les inondations et assurer une évacuation rapide du flux de la crue vers le canal d'Oued Ain-Sefra, avec la préservation des conditions naturelles, sociologiques de la zone d'étude.

Chapitre VII
Organisation de
chantier

Introduction

L'organisation de chantier est une démarche visant à gérer de bout en bout pour le bon déroulement d'un projet. Elle nous permet d'avoir une idée sur le coût et le délai de réalisation de notre projet, en basant sur des calculs qui consistent à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspond.

D'autres parts l'organisation de chantier permet d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur les coûts du projet et son délai d'exécution.

Le but de ce chapitre est de faire une organisation de chantier de projet

VII.1 Généralité :

VII.1.1 Roles et responsabilité des intervenants sur chantier :

Il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

- **Le maître de l'ouvrage :** C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécute les travaux, il définit le but à atteindre, et assure le financement.
- **Le maître d'œuvre :** C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, et assure le contrôle lors d'exécution.
- **L'entreprise :** C'est la réunion des moyens mobiles et immobile et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux.
- **L'entrepreneur :** C'est une personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux.

VII.1.2 Les moyens de chanter :

VII.1.2.1 Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.1.2.2 Les moyens matériels :

Le matériel général de terrassement comprend les engins suivants :

➤ **Matérielle de terrassement**

- **Pelle Hydraulique :**

Engin de terrassement qui convient à tous les types de terrain, dont le rôle est Exécution des déblais.

- **Le bulldozer :**

C'est un engin de terrassement dont le rôle est défrichage, déplier les obstacles comblai les trous et de tresser les talus.

- **Chargeur a pneu ou à chenilles :**

Ce sont des tracteurs sur lesquelles on montre à l'avant deux bras articulés actionnés par des vérins et portant un godet.

- **Camion a benne :**

Ce sont des véhicules lourds porteurs et tracteurs de terre et de marchandises.

- **Tunnelier**

- **Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières, se sont des machines servant à malaxer les différents constituants du béton (ciment, sable, gravier, eau) nécessaire pour les constructions en béton.

VII.3 Installation du chantier

VII.3.1 Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.3.3 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyant un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquement, hangars...).

VII.4 Succession des opérations du chantier

VII.4.1 Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage
- Démontage des construction et/ou clôtures

VII.4.2 execution de l'ouvrage

Ils consistent essentiellement en :

- Le piquetage d'implantation pour le terrassement

- L'exécution des déblais et des remblais
- Exécution des soutènements du tunnel
- Exécution du revêtement du tunnel
- Réalisation des ouvrages en entre et en sorti

VII.4 Détermination des différents volumes

VII.4.1 Volume de déblais de la galerie

$$V_{\text{galeri}} = S_{\text{galerie}} * L$$

Avec

- S_{galerie} : section de la galerie m^2
- L : la longueur de la galerie (m)

VII.4.2 Volume du béton

VII.4.2.1 Volume du béton du revêtement de la galerie

$$V_b = \frac{\pi(D_e^2 - D_i^2)}{4} . L$$

Avec

- D_e : diamètre extérieur de la galerie (m)
- D_i : diamètre intérieur de la galerie (m)
- L : longueur de la galerie (m)

VII.5 Devis quantitatif et estimatif des travaux**Tableau VI.1** estimation financière de la variante retenue

N°	Désignation	Unité	P. unitaire DA	Quantité	Montant, Da
Partie tunnel					
	Terrassements en souterrain pour tunnel	M3	16000.00	28195.79	451132705.06
	Béton armé dosé a 350 Kg/m3	M3	42000.00	10150.49	426320580
	Fourniture et pose de cintre 160 pour une section de tunnel de 4.5 m de diamètre	U	196000.00	718.00	140728000
	Fourniture et pose cintre s IPE 160 pour une section de tunnel de 4.5 m de diamètre	U	104000.00	718.00	74672000
	Béton projeté dosé a 250 Kg/m3	M2	30000.00	22556.64	676699200
	Chevêtre en béton tous les 12 m	M3	15000.00	359.00	5385000.00
Partie galerie					
	Ouverture de la galerie a ciel ouvert	M3	7000.00	20000.00	140000000
	Remblai de la galerie avec les terres des déblais	M3	400.00	12146.02	4858408
Total					1919795893
TVA 17 % (DA)					326365301.8
Total en toutes taxes DA)					2246161195

Conclusion :

D'après ce travail on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'exécution du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que son temps de réalisation.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Au terme de ce modeste travail, nous avons pu saisir l'importance des inondations et leurs incidences sur la vie des riverains en général. En outre, nous avons pu contribuer à l'étude de protection contre les inondations de la vallée des jardins située dans la wilaya de Mostaganem

Ce secteur d'étude est influencé par quatre bassins versants qui sont de forme différente allongé et ramassé

Tandis que l'étude hydrologique a été faite dans une optique de déterminer la pluie de projet, en passant par l'usage de trois différents modèles. Le choix final s'est fixé en se basant sur deux critères : la comparaison de la distribution expérimentale de la queue avec la distribution théorique de chaque loi, et l'usage du test d'adéquation khi².

La transformation de la pluie brute en pluie nette qui est à l'origine de la crue est calculée en utilisant deux approches : l'approche expérimentale et la modélisation (HEC-HMS) ont donné des résultats sensiblement proches.

Dans le but d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux et connaître le régime hydraulique ainsi les caractéristiques géométriques et hydrauliques de l'écoulement qui correspondent à la crue de projet. On a procédé à un diagnostic du terrain, et une simulation du réseau de drainage de la région à l'aide de logiciel (HEC-RAS)

Les résultats constatés, et obtenus après calcul, nous ont aidés à délimiter les zones inondables qui caractérisent la région aussi ces résultats ont montré que le réseau de drainage a une capacité insuffisante pour évacuer la crue de projet ce qui engendre des débordements à Laval du réseau

La solution retenue pour le dimensionnement est d'intervenir au niveau du bassin versant par la construction d'une galerie qui va évacuer les eaux de la dépression de la zone d'étude vers le canal existant de Oued Ain Sefra

Bibliographie

- BARROCA B., 2006**, Risque et vulnérabilités territoriales : les inondations en milieu urbain, Thèse de Doctorat en hydraulique, Université de Marne-La-Vallée.
- BENLAOUKLI B.**, Cours Organisation de chantier 4^{ème} année et 5^{ème} année, ENSH Blida
- BENMIA K., 2012**, Evaluation de la performance des barrages de protection contre les inondations, cas de la ville de Ghazaouet, Thèse de magister, Université de Tlemcen.
- BOUBCHIR A., 2007**, Risques d' inondation et occupation des sols dans le thore (région De Labruguière et de Mazamet), Mémoire de Master de Géographie et Aménagement, Université de Toulouse.
- BOUANANI A., 2004**, Hydrologie, Transport solide et modélisation. Etude de quelques sous bassins de la Tafna (NW – Algérien). Thèse de Doctorat d'état, Univ. Tlemcen, 250
- DEFRANCE B., 2009**, Plan de prévention des risques naturels d'inondation (PPRNi) Brévenne –Turdine », Compte-Rendu de la 1^{ère} réunion publique le 1er octobre 2009 à Tarar
- HACHEMI S.M., 2015**, Protection Des Agglomérations Contre Les inondations cas Du Centre D'el Gouassir (W. TLEMEN), Mémoire de Master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- HEC-HMS**, Hydrologic Modeling System, version 4.0, Decembre 2013
- LEDOUX B., 2006**, La gestion du risque inondation, Edition TEC et DOC 11, rue La vorisier-Paris.
- HADOUR A, 2014**, Protection de la ville de Borjdj-menaïel contre les inondation (W.Boumerdes) .MFE ,ENSH . Blida,152 p
- MESSAK A.**, Modélisation pluie-debit des bassin versants de l'oued mina : Application du modèle hydrologique HEC-HMS,USTO, Oran
- MERABET A., 2006**, Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations, Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.
- Saad BENNIS (2009)** , Hydraulique et hydrologie ,2eme Edition, Ecole technologie superieur,2009
- SATIN M., BECHIR S.**, Guide technique d'assainissement Marc Satin ,3emme Edition
- VAZQUEZ J.**, Hydraulique a surface libre
- SPPPI., 2004**, Prise en compte du risque inondation dans les études de dangers des installations classées Cahier technique N°8, DRIRE Haute-Normandie - 21, avenue de la Porte des champs - 76037 ROUEN CEDEX Tél. 02 35 52 32 00
- TALAH S., 2014**, Contribution à l' étude des risques des inondations de l' oued Mellah W. Djelfa par les systèmes d' informations géographiques (Arc Gis et HEC-geoRAS) ; en utilisant le logiciel HEC-RAS, Mémoire de Magister, Université de M' silla.
- TOUAIBIA. B (2004)**, Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.
- US Army Corps of Engineers (2006) : « HEC-RAS River Analysis System : User's Manual », Manuel d'Utilisation de HEC-RAS, Hydrologic Engineering Center.
- YAHIAOUI A., 2012**, Inondations torrentielles_ cartographie des zones vulnérables en Algérie du nord (cas de l'oued Mekra, Wilaya de Sidi Bel Abbés), Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique.

ANNEXE III.1

Ajustement a loi de Gumbel par la méthode graphique

Annexe

Pmax,j	Classement croissant	Rang	F non dep	Y
31.2	16.8	1	0.01	-1.44
37.4	22.8	2	0.04	-1.14
101.9	23.6	3	0.07	-0.96
47.7	28.2	4	0.10	-0.82
16.8	28.8	5	0.13	-0.70
51.8	30.7	6	0.16	-0.60
65.8	31.2	7	0.19	-0.50
173.7	32.3	8	0.22	-0.41
45.4	32.9	9	0.25	-0.33
54	34.2	10	0.28	-0.24
66.5	36.4	11	0.31	-0.16
47.5	36.7	12	0.34	-0.08
48.2	37.4	13	0.37	0.00
43.6	42.5	14	0.40	0.08
32.9	43.6	15	0.43	0.16
44.5	44.5	16	0.46	0.24
34.2	45.4	17	0.49	0.32
30.7	46.1	18	0.51	0.41
55.7	47.5	19	0.54	0.50
42.5	47.7	20	0.57	0.59
23.6	48.2	21	0.60	0.68
36.7	48.2	22	0.63	0.78
28.8	51.8	23	0.66	0.88
59.8	54	24	0.69	1.00
87.2	55.7	25	0.72	1.12
22.8	58.4	26	0.75	1.25
36.4	59.8	27	0.78	1.39
58.4	65.8	28	0.81	1.55
72.4	66.5	29	0.84	1.73
48.2	69.9	30	0.87	1.95
32.3	72.4	31	0.90	2.22
69.9	87.2	32	0.93	2.57
28.2	101.9	33	0.96	3.10
46.1	173.7	34	0.99	4.21

Annexe III.2

Les valeurs de X^2

vP	0,010	0,025	0,050	0,100	0,250	0,500	0,750	0,900	0,950	0,975	0,990
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	0,102	0,455	1,32	2,71	3,84	5,02	6,63
2	0,0201	0,0506	0,103	0,211	0,575	1,39	2,77	4,61	5,99	7,38	9,21
3	0,115	0,216	0,352	0,584	1,21	2,37	4,11	6,25	7,81	9,35	11,3
4	0,297	0,484	0,711	1,06	1,92	3,36	5,39	7,78	9,49	11,1	13,3
5	0,554	0,831	1,15	1,61	2,67	4,35	6,63	9,24	11,1	12,8	15,1
6	0,872	1,24	1,64	2,20	3,45	5,35	7,84	10,6	12,6	14,4	16,8
7	1,24	1,69	2,17	2,83	4,25	6,35	9,04	12,0	14,1	16,0	18,5
8	1,65	2,18	2,73	3,49	5,07	7,34	10,2	13,4	15,5	17,5	20,1
9	2,09	2,70	3,33	4,17	5,90	8,34	11,4	14,7	16,9	19,0	21,7
10	2,56	3,25	3,94	4,87	6,74	9,34	12,5	16,0	18,3	20,5	23,2
11	3,05	3,82	4,57	5,58	7,58	10,3	13,7	17,3	19,7	21,9	24,7
12	3,57	4,40	5,23	6,30	8,44	11,3	14,8	18,5	21,0	23,3	26,2
13	4,11	5,01	5,89	7,04	9,30	12,3	16,0	19,8	22,4	24,7	27,7
14	4,66	5,63	6,57	7,79	10,2	13,3	17,1	21,1	23,7	26,1	29,1
15	5,23	6,26	7,26	8,55	11,0	14,3	18,2	22,3	25,0	27,5	30,6
16	5,81	6,91	7,96	9,31	11,9	15,3	19,4	23,5	26,3	28,8	32,0
17	6,41	7,56	8,67	10,1	12,8	16,3	20,5	24,8	27,6	30,2	33,4
18	7,01	8,23	9,39	10,9	13,7	17,3	21,6	26,0	28,9	31,5	34,8
19	7,63	8,91	10,1	11,7	14,6	18,3	22,7	27,2	30,1	32,9	36,2
20	8,26	9,59	10,9	12,4	15,5	19,3	23,8	28,4	31,4	34,2	37,6
21	8,90	10,3	11,6	13,2	16,3	20,3	24,9	29,6	32,7	35,5	38,9
22	9,54	11,0	12,3	14,0	17,2	21,3	26,0	30,8	33,9	36,8	40,3
23	10,2	11,7	13,1	14,8	18,1	22,3	27,1	32,0	35,2	38,1	41,6
24	10,9	12,4	13,8	15,7	19,0	23,3	28,2	33,2	36,4	39,4	43,0
25	11,5	13,1	14,6	16,5	19,9	24,3	29,3	34,4	37,7	40,6	44,3
26	12,2	13,8	15,4	17,3	20,8	25,3	30,4	35,6	38,9	41,9	45,6
27	12,9	14,6	16,2	18,1	21,7	26,3	31,5	36,7	40,1	43,2	47,0
28	13,6	15,3	16,9	18,9	22,7	27,3	32,6	37,9	41,3	44,5	48,3
29	14,3	16,0	17,7	19,8	23,6	28,3	33,7	39,1	42,6	45,7	49,6
30	15,0	16,8	18,5	20,6	24,5	29,3	34,8	40,3	43,8	47,0	50,9
40	22,2	24,4	26,5	29,1	33,7	39,3	45,6	51,8	55,8	59,3	63,7
50	29,7	32,4	34,8	37,7	42,9	49,3	56,3	63,2	67,5	71,4	76,2
60	37,5	40,5	43,2	46,5	52,3	59,3	67,0	74,4	79,1	83,3	88,4
70	45,4	48,8	51,7	55,3	61,7	69,3	77,6	85,5	90,5	95	100
80	53,5	57,2	60,4	64,3	71,1	79,3	88,1	96,6	102	107	112
90	61,8	65,6	69,1	73,3	80,6	89,3	98,6	108	113	118	124
100	70,1	74,2	77,9	82,4	90,1	99,3	109	118	124	130	136

Annexe III.3

Hydrogramme de crue par la méthode SOKOLOVSKY pour BV1

t	Q(T=100)	Q(T=50)	Q(T=25)	Q(T=10)	Q(T=5)
---	----------	---------	---------	---------	--------

0	0	0	0	0	0
0.2	0.15	0.13	0.10	0.07	0.05
0.4	0.61	0.51	0.38	0.29	0.20
0.6	1.38	1.15	0.86	0.65	0.44
0.8	2.46	2.05	1.53	1.15	0.78
1	3.84	3.20	2.38	1.79	1.22
1.2	5.53	4.61	3.43	2.58	1.76
1.4	7.53	6.27	4.67	3.52	2.40
1.42	7.75	6.45	4.81	3.62	2.47
1.45	8.08	6.73	5.01	3.77	2.57
1.47	8.30	6.91	5.15	3.88	2.65
1.49	8.53	7.10	5.29	3.98	2.72
1.51	8.76	7.29	5.44	4.09	2.79
1.53	8.99	7.49	5.58	4.20	2.87
1.54	9.11	7.59	5.65	4.25	2.90
1.55	9.02	7.51	5.60	4.21	2.88
1.6	8.59	7.15	5.33	4.01	2.74
1.8	6.99	5.82	4.34	3.27	2.23
2	5.61	4.67	3.48	2.62	1.79
2.2	4.42	3.68	2.74	2.06	1.41
2.4	3.41	2.84	2.12	1.59	1.09
2.6	2.57	2.14	1.60	1.20	0.82
2.8	1.88	1.57	1.17	0.88	0.60
3	1.33	1.10	0.82	0.62	0.42
3.2	0.89	0.74	0.55	0.42	0.28
3.4	0.57	0.47	0.35	0.26	0.18
3.6	0.33	0.28	0.21	0.15	0.11
3.8	0.17	0.14	0.11	0.08	0.05
4	0.07	0.06	0.05	0.03	0.02
4.2	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
4.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Annexe III.4

Hydrogramme de crue par la méthode SOKOLOVSKY pour BV2

t	Q(T=100)	Q(T=50)	(T=25)	Q(T=10)	Q(T=5)
0	0	0	0	0	0
0.2	0.07	0.06	0.04	0.03	0.02
0.4	0.27	0.23	0.17	0.13	0.10
0.6	0.61	0.52	0.39	0.30	0.22
0.8	1.09	0.92	0.70	0.54	0.38
1	1.70	1.43	1.09	0.84	0.60
1.2	2.44	2.06	1.57	1.21	0.86
1.4	3.32	2.80	2.14	1.65	1.18
1.6	4.34	3.66	2.80	2.16	1.54
1.8	5.49	4.64	3.54	2.73	1.94
2	6.78	5.72	4.37	3.37	2.40
2.2	8.21	6.92	5.29	4.08	2.90
2.4	9.77	8.24	6.29	4.86	3.46
2.6	11.46	9.67	7.38	5.70	4.06
2.7	12.36	10.43	7.96	6.15	4.37
2.8	13.29	11.22	8.56	6.61	4.70
2.81	13.39	11.30	8.62	6.66	4.74
2.82	13.48	11.38	8.69	6.71	4.77
2.85	13.27	11.20	8.55	6.60	4.70
2.9	12.92	10.90	8.32	6.43	4.57
3	12.23	10.32	7.88	6.09	4.33
3.3	10.33	8.71	6.65	5.14	3.65
3.6	8.63	7.28	5.56	4.29	3.05
3.9	7.13	6.01	4.59	3.55	2.52
4.2	5.81	4.90	3.74	2.89	2.06
4.5	4.67	3.94	3.01	2.32	1.65
4.8	3.69	3.11	2.37	1.83	1.30
5.1	2.85	2.41	1.84	1.42	1.01
5.4	2.15	1.82	1.39	1.07	0.76
5.7	1.58	1.33	1.02	0.79	0.56
6	1.12	0.94	0.72	0.56	0.40
6.3	0.76	0.64	0.49	0.38	0.27
6.6	0.48	0.41	0.31	0.24	0.17
6.9	0.29	0.24	0.18	0.14	0.10
7.2	0.15	0.13	0.10	0.07	0.05
7.5	0.07	0.06	0.04	0.03	0.02
7.8	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
8.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Annexe III.5

Hydrogramme de crue par la méthode SOKOLOVSKY pour BV3

T (h)	Q(T=100)	Q(T=50)	Q(T=25)	Q(T=10)	Q(T=5)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.2	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
0.5	0.14	0.12	0.09	0.07	0.05
0.8	0.35	0.30	0.23	0.17	0.12
1.1	0.67	0.56	0.43	0.33	0.23
1.4	1.08	0.91	0.69	0.53	0.37
1.7	1.59	1.34	1.02	0.78	0.55
2	2.21	1.86	1.41	1.08	0.76
2.3	2.92	2.45	1.86	1.43	1.01
2.6	3.73	3.14	2.38	1.83	1.29
2.9	4.64	3.90	2.96	2.27	1.60
3	4.96	4.18	3.17	2.43	1.71
3.05	5.13	4.32	3.28	2.52	1.77
3.07	5.20	4.37	3.32	2.55	1.80
3.1	5.12	4.31	3.27	2.51	1.77
3.2	4.88	4.10	3.11	2.39	1.68
3.5	4.18	3.52	2.67	2.05	1.44
3.8	3.56	2.99	2.27	1.74	1.23
4.1	3.00	2.52	1.91	1.47	1.04
4.4	2.50	2.10	1.60	1.23	0.86
4.7	2.06	1.73	1.32	1.01	0.71
5	1.68	1.41	1.07	0.82	0.58
5.3	1.34	1.13	0.86	0.66	0.46
5.6	1.06	0.89	0.67	0.52	0.36
5.9	0.81	0.69	0.52	0.40	0.28
6.2	0.61	0.52	0.39	0.30	0.21
6.5	0.45	0.38	0.29	0.22	0.15
6.8	0.31	0.26	0.20	0.15	0.11
7.1	0.21	0.18	0.13	0.10	0.07
7.4	0.13	0.11	0.09	0.07	0.05
7.7	0.08	0.07	0.05	0.04	0.03
8	0.04	0.03	0.03	0.02	0.01
8.3	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01
8.6	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00

Annexe III.6

Hydrogramme de crue par la méthode SOKOLOVSKY pour BV4

T (h)	Q(T=100)	Q(T=50)	Q(T=25)	Q(T=10)	Q(T=5)
0	0	0	0	0	0
0.2	0.16	0.13	0.10	0.08	0.05
0.4	0.62	0.52	0.40	0.30	0.21
0.6	1.41	1.18	0.89	0.68	0.47
0.8	2.50	2.09	1.58	1.21	0.84
1	3.90	3.27	2.47	1.89	1.32
1.2	5.62	4.71	3.56	2.72	1.90
1.4	7.65	6.42	4.84	3.70	2.58
1.6	9.99	8.38	6.33	4.83	3.37
1.8	12.65	10.61	8.01	6.11	4.27
2	15.61	13.09	9.88	7.54	5.27
2.02	15.93	13.36	10.08	7.70	5.37
2.04	16.24	13.62	10.28	7.85	5.48
2.06	16.56	13.89	10.49	8.00	5.59
2.08	16.89	14.16	10.69	8.16	5.70
2.09	17.05	14.30	10.79	8.24	5.75
2.1	16.93	14.20	10.72	8.18	5.71
2.2	15.74	13.20	9.96	7.61	5.31
2.5	12.51	10.49	7.92	6.04	4.22
2.8	9.75	8.18	6.18	4.71	3.29
3.1	7.44	6.24	4.71	3.59	2.51
3.4	5.52	4.63	3.49	2.67	1.86
3.7	3.96	3.32	2.51	1.91	1.34
4	2.73	2.29	1.73	1.32	0.92
4.3	1.78	1.50	1.13	0.86	0.60
4.6	1.09	0.91	0.69	0.53	0.37
4.9	0.60	0.50	0.38	0.29	0.20
5.2	0.29	0.24	0.18	0.14	0.10
5.5	0.11	0.09	0.07	0.05	0.04
5.8	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01
6.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Annexe III.6

Table des valeurs de CN

TABLE 3-18 Runoff Curve Numbers (average watershed condition, $I_a = 0.2S$)

Land Use Description	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group				
	A	B	C	D	
Fully developed urban areas ^a (vegetation established)					
Lawns, open spaces, parks, golf courses, cemeteries, etc.					
· Good condition; grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80	
· Fair condition; grass cover on 50% to 75% of the area	49	69	79	84	
· Poor condition; grass cover on 50% or less of the area	68	79	86	89	
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.	98	98	98	98	
Streets and roads					
· Paved with curbs and storm sewers	98	98	98	98	
· Gravel	76	85	89	91	
· Dirt	72	82	87	89	
· Paved with open ditches	83	89	92	93	
	Average % impervious ^b				
Commercial and business areas	85	89	92	94	95
Industrial districts	72	81	88	91	93
Row houses, town houses, and residential with lots sizes	65	77	85	90	92
· 1/8 acre or less					
Residential: average lot size					
· 1/4 acre	38	61	75	83	87
· 1/3 acre	30	57	72	81	86
· 1/2 acre	25	54	70	80	85
· 1 acre	20	51	68	79	84
· 2 acre	12	46	65	77	82
Developing urban areas ^c (no vegetation established)					
· Newly graded area		77	86	91	94
Western desert urban areas					
· Natural desert landscaping (pervious area only) ^d		63	77	85	88
· Artificial desert landscaping		96	96	96	96

Annexe III.7

Hydrogramme de crue de BV1 par HEC-HMS

Time	Preci (mm)	Loss (mm)	Excess	Total Flow
00:00				0.0
00:15	0.58	0.54	0.04	0.0
00:30	0.60	0.56	0.04	0.0
00:45	0.61	0.57	0.04	0.0
01:00	0.63	0.59	0.04	0.1
01:15	0.65	0.61	0.04	0.1
01:30	0.67	0.63	0.04	0.1
01:45	0.70	0.65	0.04	0.1
02:00	0.72	0.68	0.05	0.1
02:15	0.75	0.70	0.05	0.1
02:30	0.78	0.73	0.05	0.1
02:45	0.82	0.76	0.05	0.1
03:00	0.85	0.80	0.06	0.1
03:15	0.90	0.84	0.06	0.2
03:30	0.95	0.89	0.06	0.2
03:45	1.01	0.94	0.07	0.2
04:00	1.08	1.01	0.07	0.2
04:15	1.16	1.09	0.08	0.2
04:30	1.27	1.19	0.08	0.2
04:45	1.40	1.31	0.09	0.2
05:00	1.58	1.48	0.10	0.2
05:15	1.83	1.71	0.12	0.2
05:30	2.21	2.07	0.14	0.3
05:45	2.64	2.47	0.17	0.3
06:00	5.65	5.27	0.38	0.4
06:15	16.62	13.66	2.96	0.7
06:30	3.30	2.39	0.92	1.3
06:45	2.51	1.75	0.76	2.1
07:00	2.00	1.35	0.64	2.7
07:15	1.69	1.12	0.57	2.9
07:30	1.48	0.97	0.52	2.8
07:45	1.33	0.85	0.48	2.5
08:00	1.21	0.77	0.45	2.3
08:15	1.12	0.70	0.42	2.0
08:30	1.04	0.64	0.40	1.9
08:45	0.98	0.60	0.38	1.7
09:00	0.92	0.56	0.37	1.6
09:15	0.88	0.52	0.35	1.5
09:30	0.83	0.49	0.34	1.4

09:45	0.80	0.47	0.33	1.3
10:00	0.76	0.44	0.32	1.2
10:15	0.74	0.42	0.31	1.2
10:30	0.71	0.40	0.30	1.1
10:45	0.68	0.39	0.30	1.1
11:00	0.66	0.37	0.29	1.1
11:15	0.64	0.36	0.28	1.0
11:30	0.62	0.35	0.28	1.0
11:45	0.61	0.33	0.27	1.0
12:00	0.59	0.32	0.27	0.9
12:15	0.57	0.31	0.26	0.9
12:30	0.57	0.31	0.26	0.9
12:45	0.56	0.30	0.26	0.9
13:00	0.55	0.30	0.26	0.9
13:15	0.55	0.29	0.26	0.8
13:30	0.54	0.29	0.25	0.8
13:45	0.53	0.28	0.25	0.8
14:00	0.53	0.28	0.25	0.8
14:15	0.52	0.27	0.25	0.8
14:30	0.52	0.27	0.25	0.8
14:45	0.51	0.26	0.25	0.8
15:00	0.51	0.26	0.25	0.8
15:15	0.50	0.25	0.25	0.8
15:30	0.50	0.25	0.24	0.8
15:45	0.49	0.25	0.24	0.8
16:00	0.49	0.24	0.24	0.8
16:15	0.48	0.24	0.24	0.8
16:30	0.48	0.24	0.24	0.8
16:45	0.47	0.23	0.24	0.8
17:00	0.47	0.23	0.24	0.8
17:15	0.46	0.23	0.24	0.8
17:30	0.46	0.22	0.24	0.8
17:45	0.46	0.22	0.23	0.8
18:00	0.45	0.22	0.23	0.8
18:15	0.45	0.21	0.23	0.8
18:30	0.44	0.21	0.23	0.7
18:45	0.44	0.21	0.23	0.7
19:00	0.44	0.21	0.23	0.7
19:15	0.43	0.20	0.23	0.7
19:30	0.43	0.20	0.23	0.7
19:45	0.43	0.20	0.23	0.7
20:00	0.42	0.20	0.23	0.7
20:15	0.42	0.19	0.22	0.7
20:30	0.42	0.19	0.22	0.7

20:45	0.41	0.19	0.22	0.7
21:00	0.41	0.19	0.22	0.7
21:15	0.41	0.19	0.22	0.7
21:30	0.40	0.18	0.22	0.7
21:45	0.40	0.18	0.22	0.7
22:00	0.40	0.18	0.22	0.7
22:15	0.40	0.18	0.22	0.7
22:30	0.39	0.18	0.22	0.7
22:45	0.39	0.17	0.22	0.7
23:00	0.39	0.17	0.22	0.7
23:15	0.38	0.17	0.21	0.7
23:30	0.38	0.17	0.21	0.7
23:45	0.38	0.17	0.21	0.7
00:00	0.38	0.17	0.21	0.7

Annexe III.8

Hydrogramme de crue BV2 par HEC-HMS

Time	Preci (mm)	Loss (mm)	Excess	Total Flow
00:00	0.58	0.51	0.07	0.0
00:15	0.60	0.52	0.08	0.0
00:30	0.61	0.54	0.08	0.0
00:45	0.63	0.55	0.08	0.1
01:00	0.65	0.57	0.08	0.1
01:15	0.67	0.59	0.08	0.1
01:30	0.70	0.61	0.09	0.2
01:45	0.72	0.63	0.09	0.2
02:00	0.75	0.66	0.09	0.3
02:15	0.78	0.68	0.10	0.3
02:30	0.82	0.71	0.10	0.4
02:45	0.85	0.75	0.11	0.4
03:00	0.90	0.79	0.11	0.4
03:15	0.95	0.83	0.12	0.5
03:30	1.01	0.88	0.13	0.5
03:45	1.08	0.94	0.14	0.5
04:00	1.16	1.02	0.15	0.5
04:15	1.27	1.11	0.16	0.6
04:30	1.40	1.23	0.18	0.6
04:45	1.58	1.38	0.20	0.7
05:00	1.83	1.60	0.23	0.7
05:15	2.21	1.94	0.28	0.7
05:30	2.64	2.31	0.33	0.8
05:45	5.61	4.86	0.75	0.9
06:00	16.51	12.41	4.10	1.2
06:15	3.31	2.18	1.13	1.6
06:30	2.51	1.59	0.92	2.2
06:45	2.00	1.23	0.76	3.1
07:00	1.69	1.02	0.67	4.0
07:15	1.48	0.88	0.61	4.7
07:30	1.33	0.77	0.56	5.1
07:45	1.21	0.70	0.52	5.4
08:00	1.12	0.63	0.49	5.4
08:15	1.04	0.58	0.46	5.3
08:30	0.98	0.54	0.44	5.0
08:45	0.92	0.50	0.42	4.6
09:00	0.88	0.47	0.40	4.3
09:15	0.83	0.45	0.39	4.0
09:30	0.80	0.42	0.38	3.7
09:45	0.77	0.40	0.36	3.5

10:00	0.74	0.38	0.35	3.3
10:15	0.71	0.37	0.34	3.1
10:30	0.68	0.35	0.33	2.9
10:45	0.66	0.34	0.33	2.8
11:00	0.64	0.32	0.32	2.7
11:15	0.62	0.31	0.31	2.5
11:30	0.61	0.30	0.30	2.4
11:45	0.59	0.29	0.30	2.3
12:00	0.57	0.28	0.29	2.2
12:15	0.57	0.28	0.29	2.2
12:30	0.56	0.27	0.29	2.1
12:45	0.55	0.27	0.29	2.0
13:00	0.55	0.26	0.28	2.0
13:15	0.54	0.26	0.28	1.9
13:30	0.53	0.25	0.28	1.9
13:45	0.53	0.25	0.28	1.9
14:00	0.52	0.24	0.28	1.8
14:15	0.52	0.24	0.28	1.8
14:30	0.51	0.24	0.27	1.8
14:45	0.51	0.23	0.27	1.7
15:00	0.50	0.23	0.27	1.7
15:15	0.50	0.23	0.27	1.7
15:30	0.49	0.22	0.27	1.7
15:45	0.49	0.22	0.27	1.7
16:00	0.48	0.22	0.26	1.7
16:15	0.48	0.21	0.26	1.6
16:30	0.47	0.21	0.26	1.6
16:45	0.47	0.21	0.26	1.6
17:00	0.46	0.20	0.26	1.6
17:15	0.46	0.20	0.26	1.6
17:30	0.46	0.20	0.26	1.6
17:45	0.45	0.20	0.26	1.6
18:00	0.45	0.19	0.25	1.6
18:15	0.44	0.19	0.25	1.6
18:30	0.44	0.19	0.25	1.6
18:45	0.44	0.19	0.25	1.5
19:00	0.43	0.18	0.25	1.5
19:15	0.43	0.18	0.25	1.5
19:30	0.43	0.18	0.25	1.5
19:45	0.42	0.18	0.25	1.5
20:00	0.42	0.18	0.24	1.5
20:15	0.42	0.17	0.24	1.5
20:30	0.41	0.17	0.24	1.5
20:45	0.41	0.17	0.24	1.5

21:00	0.41	0.17	0.24	1.5
21:15	0.40	0.17	0.24	1.5
21:30	0.40	0.16	0.24	1.5
21:45	0.40	0.16	0.24	1.5
22:00	0.40	0.16	0.24	1.4
22:15	0.39	0.16	0.23	1.4
22:30	0.39	0.16	0.23	1.4
22:45	0.39	0.15	0.23	1.4
23:00	0.38	0.15	0.23	1.4
23:15	0.38	0.15	0.23	1.4
23:30	0.38	0.15	0.23	1.4
23:45	0.38	0.15	0.23	1.4
00:00	0.58	0.51	0.07	0.0

Annexe III.9

Hydrogramme de crue BV3 par HEC-HMS

Time	Preci (mm)	Loss (mm)	Excess	Total Flow
00:00				0.0
00:15	0.58	0.46	0.12	0.0
00:30	0.60	0.47	0.12	0.0
00:45	0.61	0.49	0.13	0.0
01:00	0.63	0.50	0.13	0.0
01:15	0.65	0.52	0.14	0.1
01:30	0.67	0.53	0.14	0.1
01:45	0.70	0.55	0.14	0.1
02:00	0.72	0.57	0.15	0.2
02:15	0.75	0.59	0.16	0.2
02:30	0.78	0.62	0.16	0.2
02:45	0.82	0.65	0.17	0.3
03:00	0.85	0.68	0.18	0.3
03:15	0.90	0.71	0.19	0.3
03:30	0.95	0.75	0.20	0.3
03:45	1.01	0.80	0.21	0.4
04:00	1.08	0.85	0.22	0.4
04:15	1.16	0.92	0.24	0.4
04:30	1.27	1.00	0.26	0.4
04:45	1.40	1.11	0.29	0.4
05:00	1.58	1.25	0.33	0.5
05:15	1.83	1.45	0.38	0.5
05:30	2.21	1.75	0.46	0.5
05:45	2.64	2.09	0.55	0.6
06:00	5.66	4.39	1.27	0.7
06:15	16.64	11.06	5.58	0.8
06:30	3.30	1.91	1.39	1.0
06:45	2.51	1.40	1.11	1.4
07:00	2.00	1.08	0.91	1.8
07:15	1.69	0.89	0.80	2.3
07:30	1.48	0.77	0.71	2.7
07:45	1.33	0.68	0.65	3.0
08:00	1.21	0.61	0.60	3.2
08:15	1.12	0.55	0.57	3.2
08:30	1.04	0.51	0.53	3.2
08:45	0.98	0.47	0.51	3.0
09:00	0.92	0.44	0.48	2.9
09:15	0.88	0.41	0.46	2.6
09:30	0.83	0.39	0.44	2.4

09:45	0.80	0.37	0.43	2.2
10:00	0.76	0.35	0.41	2.1
10:15	0.74	0.33	0.40	1.9
10:30	0.71	0.32	0.39	1.8
10:45	0.68	0.31	0.38	1.7
11:00	0.66	0.29	0.37	1.6
11:15	0.64	0.28	0.36	1.5
11:30	0.62	0.27	0.35	1.4
11:45	0.61	0.26	0.34	1.4
12:00	0.59	0.25	0.33	1.3
12:15	0.57	0.25	0.33	1.2
12:30	0.57	0.24	0.33	1.2
12:45	0.56	0.24	0.32	1.2
13:00	0.55	0.23	0.32	1.1
13:15	0.55	0.23	0.32	1.1
13:30	0.54	0.22	0.32	1.0
13:45	0.53	0.22	0.31	1.0
14:00	0.53	0.22	0.31	1.0
14:15	0.52	0.21	0.31	1.0
14:30	0.52	0.21	0.31	0.9
14:45	0.51	0.21	0.30	0.9
15:00	0.51	0.20	0.30	0.9
15:15	0.50	0.20	0.30	0.9
15:30	0.50	0.20	0.30	0.9
15:45	0.49	0.19	0.30	0.9
16:00	0.49	0.19	0.29	0.9
16:15	0.48	0.19	0.29	0.9
16:30	0.48	0.19	0.29	0.9
16:45	0.47	0.18	0.29	0.8
17:00	0.47	0.18	0.29	0.8
17:15	0.46	0.18	0.29	0.8
17:30	0.46	0.18	0.28	0.8
17:45	0.46	0.17	0.28	0.8
18:00	0.45	0.17	0.28	0.8
18:15	0.45	0.17	0.28	0.8
18:30	0.44	0.17	0.28	0.8
18:45	0.44	0.16	0.28	0.8
19:00	0.44	0.16	0.27	0.8
19:15	0.43	0.16	0.27	0.8
19:30	0.43	0.16	0.27	0.8
19:45	0.43	0.16	0.27	0.8
20:00	0.42	0.15	0.27	0.8
20:15	0.42	0.15	0.27	0.8
20:30	0.42	0.15	0.27	0.8

20:45	0.41	0.15	0.26	0.8
21:00	0.41	0.15	0.26	0.8
21:15	0.41	0.15	0.26	0.7
21:30	0.40	0.14	0.26	0.7
21:45	0.40	0.14	0.26	0.7
22:00	0.40	0.14	0.26	0.7
22:15	0.40	0.14	0.26	0.7
22:30	0.39	0.14	0.26	0.7
22:45	0.39	0.14	0.25	0.7
23:00	0.39	0.13	0.25	0.7
23:15	0.38	0.13	0.25	0.7
23:30	0.38	0.13	0.25	0.7
23:45	0.38	0.13	0.25	0.7
00:00	0.38	0.13	0.25	0.7

Annexe III.10

Hydrogramme de crue BV4 par HEC-HMS

Time	Preci (mm)	Loss (mm)	Excess	Total Flow
00:00				0.0
00:15	0.58	0.51	0.07	0.0
00:30	0.60	0.53	0.07	0.0
00:45	0.61	0.54	0.07	0.1
01:00	0.63	0.56	0.07	0.1
01:15	0.65	0.58	0.08	0.2
01:30	0.67	0.59	0.08	0.2
01:45	0.70	0.62	0.08	0.3
02:00	0.72	0.64	0.08	0.4
02:15	0.75	0.66	0.09	0.4
02:30	0.78	0.69	0.09	0.4
02:45	0.82	0.72	0.10	0.5
03:00	0.85	0.75	0.10	0.5
03:15	0.90	0.79	0.10	0.5
03:30	0.95	0.84	0.11	0.5
03:45	1.01	0.89	0.12	0.6
04:00	1.08	0.95	0.13	0.6
04:15	1.16	1.03	0.14	0.6
04:30	1.27	1.12	0.15	0.7
04:45	1.40	1.24	0.16	0.7
05:00	1.58	1.39	0.18	0.8
05:15	1.83	1.62	0.21	0.8
05:30	2.22	1.96	0.26	0.9
05:45	2.65	2.34	0.31	1.0
06:00	5.60	4.90	0.70	1.1
06:15	16.48	12.53	3.95	1.6
06:30	3.31	2.20	1.11	2.5
06:45	2.51	1.61	0.90	3.9
07:00	2.00	1.25	0.75	5.4
07:15	1.69	1.03	0.66	6.4
07:30	1.48	0.89	0.60	6.9
07:45	1.33	0.78	0.55	6.9
08:00	1.21	0.70	0.51	6.5
08:15	1.12	0.64	0.48	5.9
08:30	1.04	0.59	0.45	5.4
08:45	0.98	0.55	0.43	4.9
09:00	0.92	0.51	0.41	4.5
09:15	0.88	0.48	0.40	4.1
09:30	0.83	0.45	0.38	3.8

09:45	0.80	0.43	0.37	3.6
10:00	0.77	0.41	0.36	3.3
10:15	0.74	0.39	0.35	3.1
10:30	0.71	0.37	0.34	3.0
10:45	0.68	0.35	0.33	2.8
11:00	0.66	0.34	0.32	2.7
11:15	0.64	0.33	0.31	2.6
11:30	0.62	0.32	0.31	2.5
11:45	0.61	0.31	0.30	2.4
12:00	0.59	0.29	0.29	2.3
12:15	0.57	0.29	0.29	2.3
12:30	0.57	0.28	0.29	2.2
12:45	0.56	0.27	0.28	2.1
13:00	0.55	0.27	0.28	2.1
13:15	0.55	0.27	0.28	2.0
13:30	0.54	0.26	0.28	2.0
13:45	0.53	0.26	0.28	2.0
14:00	0.53	0.25	0.28	1.9
14:15	0.52	0.25	0.27	1.9
14:30	0.52	0.24	0.27	1.9
14:45	0.51	0.24	0.27	1.9
15:00	0.51	0.24	0.27	1.9
15:15	0.50	0.23	0.27	1.9
15:30	0.50	0.23	0.27	1.8
15:45	0.49	0.23	0.27	1.8
16:00	0.49	0.22	0.26	1.8
16:15	0.48	0.22	0.26	1.8
16:30	0.48	0.22	0.26	1.8
16:45	0.47	0.21	0.26	1.8
17:00	0.47	0.21	0.26	1.8
17:15	0.46	0.21	0.26	1.8
17:30	0.46	0.20	0.26	1.8
17:45	0.46	0.20	0.25	1.7
18:00	0.45	0.20	0.25	1.7
18:15	0.45	0.20	0.25	1.7
18:30	0.44	0.19	0.25	1.7
18:45	0.44	0.19	0.25	1.7
19:00	0.44	0.19	0.25	1.7
19:15	0.43	0.19	0.25	1.7
19:30	0.43	0.18	0.25	1.7
19:45	0.43	0.18	0.24	1.7
20:00	0.42	0.18	0.24	1.7
20:15	0.42	0.18	0.24	1.7
20:30	0.42	0.17	0.24	1.6

20:45	0.41	0.17	0.24	1.6
21:00	0.41	0.17	0.24	1.6
21:15	0.41	0.17	0.24	1.6
21:30	0.40	0.17	0.24	1.6
21:45	0.40	0.17	0.24	1.6
22:00	0.40	0.16	0.24	1.6
22:15	0.40	0.16	0.23	1.6
22:30	0.39	0.16	0.23	1.6
22:45	0.39	0.16	0.23	1.6
23:00	0.39	0.16	0.23	1.6
23:15	0.38	0.15	0.23	1.6
23:30	0.38	0.15	0.23	1.6
23:45	0.38	0.15	0.23	1.6
00:00	0.38	0.15	0.23	1.5

Annexe III.11

Hydrogramme de crue Exutoire par HEC-HMS

Time	Flow (m³/s)
00:00	0.0
00:15	0.0
00:30	0.1
00:45	0.1
01:00	0.2
01:15	0.4
01:30	0.5
01:45	0.7
02:00	0.8
02:15	1.0
02:30	1.1
02:45	1.2
03:00	1.3
03:15	1.4
03:30	1.5
03:45	1.6
04:00	1.7
04:15	1.8
04:30	1.9
04:45	2.0
05:00	2.1
05:15	2.3
05:30	2.5
05:45	2.7
06:00	3.1
06:15	4.2
06:30	6.4
06:45	9.6
07:00	12.9
07:15	15.6
07:30	17.1
07:45	17.6
08:00	17.4
08:15	16.6
08:30	15.7
08:45	14.6
09:00	13.5
09:15	12.5
09:30	11.6

09:45	10.8
10:00	10.2
10:15	9.6
10:30	9.0
10:45	8.6
11:00	8.2
11:15	7.8
11:30	7.5
11:45	7.2
12:00	6.9
12:15	6.7
12:30	6.5
12:45	6.3
13:00	6.1
13:15	5.9
13:30	5.8
13:45	5.7
14:00	5.6
14:15	5.5
14:30	5.4
14:45	5.4
15:00	5.3
15:15	5.3
15:30	5.2
15:45	5.2
16:00	5.1
16:15	5.1
16:30	5.1
16:45	5.0
17:00	5.0
17:15	5.0
17:30	4.9
17:45	4.9
18:00	4.9
18:15	4.9
18:30	4.8
18:45	4.8
19:00	4.8
19:15	4.7
19:30	4.7
19:45	4.7
20:00	4.7
20:15	4.7
20:30	4.6

20:45	4.6
21:00	4.6
21:15	4.6
21:30	4.5
21:45	4.5
22:00	4.5
22:15	4.5
22:30	4.5
22:45	4.4
23:00	4.4
23:15	4.4
23:30	4.4
23:45	4.4
00:00	4.3

Annexe IV.1

Coefficient de rugosité de Manning pour les canaux et Fossés 5MTQ,19

Type de canal ou fossé	Gamme de valeurs pour le n de Manning
Canaux non protégés	
A) Terre	
• Sans végétation	0,016-0,020
• Gazonnée	0,022-0,027
• Broussailles peu denses	0,050-0,110
• Broussailles denses	0,100-0,140
B) Roc	
• Lisse et uniforme	0,035-0,040
• Irrégulier avec aspérités	0,040-0,045
Canaux protégés	
A) Béton	
• Brut de décoffrage	0,013-0,017
• De finition	0,012-0,014
B) Radier en béton et	
• Murs en pierres et mortier	0,015-0,020
• Murs en blocs de béton	0,020-0,025
• Murs en enrochement (perré)	0,020-0,030
C) Radier en gravier et	
• Murs en béton	0,017-0,020
• Murs en pierres et mortier	0,020-0,023
• Murs en enrochement (perré)	0,023-0,033
D) Brique	0,014-0,017
E) Béton bitumineux	0,013-0,016
F) Bois	0,011-0,013
Fossés de routes et de drainage	
A) Profondeur < 200 mm	
• Herbe 50 mm	0,045-0,070
• Herbe 100-150 mm	0,050-0,090
• Foin 300 mm	0,080-0,180
• Foin 600 mm	0,130-0,300
B) Profondeur 200 – 450 mm	
• Herbe 50 mm	0,035-0,050
• Herbe 100-150 mm	0,040-0,060
• Foin 300 mm	0,090-0,120
• Foin 600 mm	0,090-0,200

Annexe VI.2

Tableau propriété géométrique et hydraulique d'une conduite coulant partielles pleine (bennis 2009)

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{A_p}$	$\frac{R_H}{R_{Hp}}$	$\frac{V}{V_p}$	$\frac{Q}{Q_p}$
0,05	0,0187	0,1302	0,2569	0,0048
0,10	0,0520	0,2541	0,4011	0,0209
0,15	0,0941	0,3715	0,5168	0,0486
0,20	0,1424	0,4824	0,6151	0,0876
0,25	0,1955	0,5865	0,7007	0,1370
0,30	0,2523	0,6838	0,7761	0,1968
0,35	0,3119	0,7740	0,8430	0,2629
0,40	0,3735	0,8569	0,9022	0,3370
0,45	0,4346	0,9323	0,9544	0,4165
0,50	0,5000	1,0000	1,0000	0,5000
0,55	0,5635	1,0595	1,0393	0,5857
0,60	0,6265	1,1105	1,0724	0,6718
0,65	0,6880	1,1526	1,0993	0,7564
0,70	0,7476	1,1849	1,1198	0,8372
0,75	0,8045	1,2067	1,1335	0,9119
0,80	0,8576	1,2167	1,1397	0,9775
0,85	0,9059	1,2131	1,1374	1,0304
0,90	0,9480	1,1921	1,1243	1,0658
0,95	0,9813	1,1458	1,0950	1,0745
1,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000

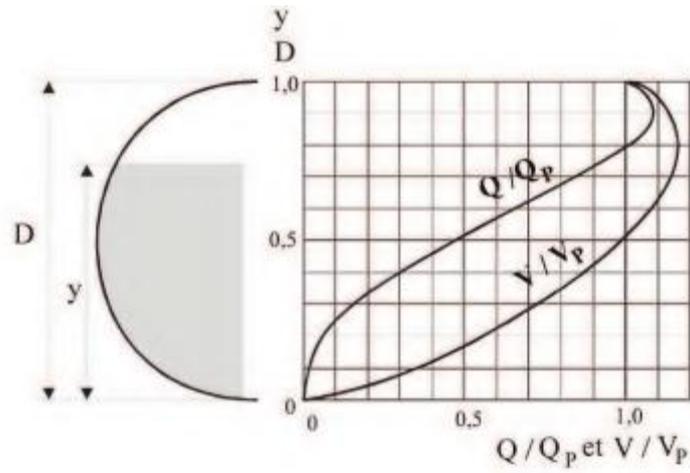


Figure 5.16

Le tableau et la figure 5.16 ont été réalisés en supposant que le coefficient de Manning reste constant quand la profondeur et le débit d'écoulement varient. En réalité, ceci n'est pas le cas et il y a moyen de prendre en considération cette variation dans la relation entre le degré de remplissage et les propriétés hydrauliques (V et Q).

Annexe VI.2

Coefficient de Strkler K

Canaux artificiels, galeries ou conduites à surface lisse	K Strickler
Surface très lisses et sans saillies (verre neuf et net; pyroline - cuivre)	100 à 110
Surfaces lisses, sans saillies (bois net raboté; métal soudé non peint; ciment mortier ou béton bien lissé, bien soigné et sans débris; surfaces très lisses avec courbures moyennes)	80 à 90
Surfaces avec légères aspérités (acier riveté ou peint; fer forgé ou coulé; bois non raboté; ciment et mortier; béton coffré avec de l'acier ou du bois lisse sans débris et pas de courbures; canaux en béton très lisse avec joints; tuyau de drainage ordinaire; égout vitrifié sans saillie; brique vernissée, grès; asphalte lisse; moellons dressés avec joints cimentés; surfaces lisses ou très lisses avec fortes courbures)	70 à 80
Surfaces avec aspérités moyennes (métal incrusté; métal riveté avec rivets grossiers; canaux en métal avec larges saillies vers l'intérieur; bois très grossier (madriers); béton avec bord lisse et fond rugueux; petit canal en béton, assez droit et régulier dont la surface est recouverte d'un léger dépôt; bois ou béton avec développement d'algues et de mousses; égouts avec regards; drains enterrés avec joint ouvert; terre particulièrement régulière; canaux avec plafond en sable fin (surfaces non ridées); surfaces lisses avec courbes excessives)	65
Surfaces rugueuses (métal très incrusté; béton coulé non lissé; béton coulé aux coffrages en bois rugueux; béton très rugueux ou vieux; maçonnerie vieille ou mal soignée; canaux en maçonnerie moyenne avec joints nombreux ou nombreuses courbes; bois ou béton avec développement dense d'algues ou de mousse; canaux en terre très régulière, état neuf, bon alignement; sable moyen; pierres dressées, joints cimentés)	55 à 60
Surfaces très rugueuses (canaux en métal avec très fortes saillies vers l'intérieur ou fortes courbures, ou développement de végétation importante ou débris accumulés; canaux en béton avec maçonnerie en très mauvais état ou très grossière; canaux très larges en gravier fin plus sable ou en terre régulière meuble, sans développement de végétation; radiers pavés; moellons bruts assemblés au ciment)	50
Surfaces à rugosité très importante (lit en gravier fin; canaux avec dépôts ou végétation; canaux en terre moyenne, dimensions modérées; moellons bruts grossièrement assemblés au ciment)	45
Surfaces assez grossières (aqueducs métalliques à section semi-circulaire en tôle plissée; terre en mauvais état; gravier moyen; canaux en terre de petites dimensions ou plus larges avec développement de végétation ou gros galets; fossés en bon état; canaux en terre sinueux sans végétation; blocage cimenté; béton sur roche régulièrement excavée)	40
Surfaces grossières (excavation rocheuse très régulière; gros graviers; pierre sèche; canaux en terre, dragués, sans végétation ou enherbés; chenaux d'évacuation de crue, larges et entretenus; béton sur roche irrégulièrement excavée; canaux et fossés avec nombreuses pierres lisses; canaux et fossés avec pierres rugueuses au fond et végétation sur les bords)	35
Surfaces très grossières (excavations rocheuses uniformes; canaux avec développements considérable de végétation; chenaux d'évacuation de crues, larges, mais peu entretenus; blocage sec; canaux en terre sinueux avec mauvaises herbes plus ou moins denses ou plantes aquatiques; canaux en terre sinueux avec fond en terre et berges en blocage au fond pierreux ou recouvertes de mauvaises herbes)	30
Surfaces excessivement grossières (excavations rocheuses irrégulières; canaux en terre en très mauvais état, très sinueux avec pierres rugueuses et végétation importante; lits majeurs d'évacuation de crue dégagés, mais entretenus de façon discontinue)	25
Divers canaux non entretenus, mauvaises herbes et broussailles coupées ; canaux en excavation avec broussailles; fond net, broussailles sur les berges ; fond net, broussailles sur les berges avec niveau d'écoulement maximum sans débordement ; canaux avec mauvaises herbes denses aussi hautes que la hauteur de l'écoulement ; broussailles très denses, niveau d'eau élevé	20 20 15 12 10

