

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 D'UN AMENAGEMENT DE PROTECTION  
CONTRE LES INONDATIONS  
CAS : DE LA VILLE DE SOUGUEUR (W. TIARET)**

### **PRESENTE PAR :**

**RABEHI Toufik**

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>f</sup> B. BENLAOUKLI	M. C. A	Président
M <sup>f</sup> S. TOUMI	M. C. B	Examineur
M <sup>me</sup> A. ADDOU	M. A. A	Examinatrice
M <sup>me</sup> N. SAIL	M. A. A	Examinatrice
M <sup>f</sup> M. K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

**Session - 2018**

## ملخص

واد السوقر هو الرافد الرئيسي الذي يعبر مدينة السوقر بولاية تيارت، بالإضافة الى احتوائه على عدة روافد أخرى تتراوح من المتوسطة الى عالية الأهمية. تعتبر هذه الأنهار مصدرا للفيضانات الناجمة عن الامطار الغزيرة التي تعرفها المنطقة سنويا. فالهدف من دراستنا هذه هو تقدير المنسوب المائي للفيضانات لكل نهر بانتهاج طريقة SCS-CN بواسطة البرنامج، HEC-HMS وكذلك دراسة رد فعل المجاري المائية الطبيعية وإنتاج خريطة المناطق الفيضية بواسطة البرامج الاتية: HEC-RAS، Hec GEO-RAS، ArcGIS من اجل القيام بدراسة تقنية واقتصادية للمنشآت المقترحة لكل نهر، ثم الخروج بعد ذلك بالحلول الأكثر ملاءمة تقنيا واقتصاديا وحتى جاليا. وأخيرا قمنا بدراسة ثبات المنشآت المختارة بواسطة البرنامج GeoStudio مع تحديد تكاليف وفترة تنفيذ هذا المشروع.

**الكلمات المفتاحية :** واد السوقر، تيارت، الفيضانات، الحلول، دراسة ثبات.

## Résumé

Oued Sougueur est le principal affluent qui traverse la ville de Sougueur (Tiaret), en plus il contient plusieurs autres affluents allant de moyenne à grande importance. Ces fleuves sont une source d'inondations causées par les fortes pluies connues annuellement dans la région.

L'objectif de notre étude est d'estimer le niveau d'eau des inondations pour chaque rivière en adoptant la méthode SCS-CN par le programme HEC-HMS, ainsi que l'étude de la réponse des cours d'eau naturels et de produire la carte des zones inondables par les logiciel suivants : HEC-RAS, Hec GEO-RAS, ArcGIS afin d'étudier les variantes proposées sur l'échelle technico-économie pour chaque tronçon et ensuite, on va choisir les solutions les plus appropriées techniquement, économiquement et esthétiquement. Finalement, on fait une étude de stabilité pour les variantes retenues par le programme GeoStudio et on détermine le coût et le délai de réalisation de ce projet.

**Mots clés :** Oued Sougueur, Tiaret, inondations, solutions, étude de stabilité.

## Abstract

The wadi of Sougueur is the main tributary crossing the town of Sougueur, city of Tiaret. In addition, it contains several other tributaries ranging from medium to large. These rivers are a source of flooding caused by the annual heavy rains that characterize the region. The objective of our study is to estimate the flood water level for each river by adopting the SCS-CN method by the HEC-HMS program, to study natural watercourses reaction, to produce the floodplain map by the using the following softwares: HEC-RAS, Hec GEO-RAS, ArcGIS in order to study the variants proposed on the technical-economy scale for each section and to choose the most appropriate solutions, technically, economically and aesthetically. Finally, a stability study is carried out for the variants selected by the GeoStudio program and the cost and time required to complete this project are determined.

**Key words :** Sougueur wadi, Tiaret, flooding, solutions, project stability.

---



---

# TABLE DES MATIERES

Résumé.....	i
Table des matières.....	ii
Liste des figures .....	x
Liste des tableaux.....	xiv
Liste des planches .....	xviii
Liste des abréviations .....	xx
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE .....</b>	<b>2</b>
Introduction.....	2
I.1 Données naturelles de la zone d'étude .....	2
I. 1.1 Situation géographique.....	2
I.1.2 Milieu naturel .....	5
I.1.3 Sol et végétation .....	9
I.1.4 Aspect forestier.....	9
I.1.5 Infrastructure de base.....	9
I.1.3 Caractéristiques climatiques .....	11
I.1.3.1 Analyse climatique .....	11
I.1.3.2 Les Températures .....	12
I.1.3.3 Les vents .....	12
I.1.3.4 Humidité relative .....	13
I.1.3.5 Tension de vapeur.....	13
I.1.3.6 Insolation .....	14
I.1.3.7 Evaporation du plan d'eau de la retenue .....	15
I.2 Présentation du bassin versant d'Oued Sougueur .....	17
Introduction.....	17
I.2.1 La notion de bassin versant .....	17
I.2.1.1 Bassin versant topographique .....	17
I.2.1.2 Bassin versant hydrogéologique.....	17

---



---

I.2.2 Présentation de bassin versant .....	19
I.2.3 Caractéristiques morpho métriques .....	19
I.2.3.1 Surface .....	19
I.2.3.2 Périmètre.....	19
I.2.3.3 Longueur du cours d'eau principale .....	20
I.2.3.4 Indice de compacité de Gravelius.....	20
I.2.3.5 Facteur de forme $R_f$ .....	20
I.2.3.6 Le rectangle équivalent.....	21
I.2.4 Les reliefs .....	22
I.2.4.1 Répartition de surface et courbes hypsométriques .....	22
I.2.4.2 Les altitudes caractéristiques .....	24
I.2.4.3 Indice de pente globale « $I_g$ ».....	25
I.2.4.4 Dénivelée spécifique « $D_s$ » .....	27
I.2.4.5 Indice de pente moyenne du bassin versant « $I_m$ » .....	27
I.2.4.6 Indice de pente de ROCHE « $I_p$ » .....	28
I.2.4.7 Reliefs ratios .....	28
I.2.5 Caractéristiques du réseau hydrographique.....	31
I.2.5.1 Hiérarchisation du réseau .....	31
I.2.5.2 Densité de drainage .....	33
I.2.5.3 Pente moyenne du cours d'eau principale .....	33
I.2.5.4 Le temps de concentration.....	34
I.2.5.5 Vitesse moyenne de ruissellement.....	34
Conclusion .....	36
<b>CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE.....</b>	<b>37</b>
Introduction.....	37
II.1 Géologie de la région d'étude .....	37
II.2 Sismicité de la région d'étude .....	39
II.3 Lithologie de la cuvette .....	41
II.3.1 Hydrogéologie de la cuvette.....	42
II.4 Analyse lithologique de la zone d'étude .....	42
II.5 Etude géotechnique .....	43
II.5.1 Prospection géotechnique de terrain .....	43
II.5.2 Prospection géotechnique de laboratoire.....	44

II.5.2.1 Nombre des essais .....	44
II.5.2.2 Mode opératoire des essais.....	44
II.5.3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation .....	45
II.5.3.1 Sur le Substratum .....	45
II.5.3.2 Sur la fondation de l’ouvrage .....	45
Conclusion .....	47
<b>Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE .....</b>	<b>48</b>
Introduction.....	48
III.1 Précipitations.....	48
III.1.1 Echelle spatio-temporelle de l’étude hydrologique .....	48
III.1.2 Définition et démarche de l’analyse fréquentielle .....	49
III.1.3 Contrôle de la série de valeurs .....	50
III.1.4 Vérification de l’homogénéisation de la série .....	50
III.1.5 Choix du modèle fréquentiel.....	52
III.1.6 Ajustement du modèle fréquentiel .....	54
III.1.6.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	55
III.1.6.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	57
III.1.6.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi des extrêmes généralisée.....	59
III.1.7 Contrôle de l’ajustement .....	61
III.1.7.1 Démarche de test $\chi^2$ .....	62
III.1.8 Exploitation du modèle fréquentiel.....	64
III.1.9 Pluies et intensités de courte durée .....	64
III.1.9.1 Calcul des Pluies et intensités maximales de courtes durée .....	64
III.1.9.2 Courbes I.D.F.....	67
III.2 Etude des crues .....	68
III.2.1 Identification des sous bassins versants .....	69
III.2.2 Le calcul de débit .....	71
III.2.2.1 Formule de SOGREAH-ANRH.....	71
III.2.2.2 La méthode de SOKOLOVSKY .....	75
III.2.2.3 La méthode SCS-CN.....	79
III.2.2.4 Résultats et discussion des différentes méthodes.....	98
III.3 Les Ecoulements .....	100
III.3.1 Détermination des apports liquides moyennes interannuels.....	100

III.3.1.1 Formule de l'ANRH .....	100
III.3.1.2 Formule de D. JERI (I) .....	100
III.3.1.3 Formule de COUTAGNE .....	101
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement .....	102
III.3.2.1 Module de l'écoulement .....	102
III.3.2.2 Module de l'écoulement relatif .....	102
III.3.2.3 Lamme d'eau écoulée .....	102
III.3.2.4 Coefficient de l'écoulement .....	103
III.4 Transport solide .....	103
III.4.1 Formule de Fournier .....	104
III.4.2 Formule de Saidi .....	104
III.4.3 Formule de Tixeront .....	104
Conclusion .....	106

**Chapitre IV : CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX  
INONDATIONS ..... 108**

Introduction.....	108
IV.1 Description générale .....	108
IV.1.1 Oued Sougueur .....	108
IV.1.2 Inondation de la ville de Sougueur, causes et conséquences.....	109
IV.1.3 Aperçu sur les ouvrages existants.....	110
IV.2 Choix du modèle de calcul .....	115
IV.2.1 Présentation du logiciel HEC-RAS .....	115
IV.2.2 Les équations mises en jeu .....	116
IV.2.2.1 Le cas stationnaire .....	117
IV.2.2.2 Cas instationnaire.....	118
IV.2.3 Banque de données nécessaire à l'application du code de calcul HEC-RAS.	119
IV.3 Démarche de la modélisation.....	120
IV.3.1 Modélisation de la rivière .....	120
IV.3.2 Présentation du logiciel HEC-Geo RAS.....	122
IV.3.3 Démarche de travail.....	122
IV.3.3.1 Transferts de données de HEC-Geo RAS à HEC-RAS.....	122
IV.3.3.2 Choix de coefficient de frottement .....	124
IV.3.3.3 Modélisation de l'écoulement.....	126

IV.3.3.4 Mise en marche de la simulation .....	127
IV.3.3.5 Visualisation des résultats.....	127
IV.4 Délimitation des zones inondables .....	128
Conclusion .....	130
<b>Chapitre V : ETUDE DE VARIANTES D'AMENAGEMENT .....</b>	<b>131</b>
Introduction.....	131
V.1 Processus de l'aménagement dans le cadre de l'étude.....	131
V.1.1 Rappel du débit de projet .....	132
V.1.2 DESCRIPTION DES VARIANTES .....	132
V.1.3 Les formules de dimensionnement des canaux.....	135
V.1.3.1 Canal d'une forme trapézoïdale revêtu .....	135
V.1.3.2 Canal d'une forme rectangulaire revêtu.....	137
V.1.4 Marge de sécurité dans les canaux .....	138
V.1.5 Conception des canaux à projeter .....	139
V.1.5.1 Canal rectangulaire en béton armé.....	139
V.1.5.2 Canal trapézoïdal en béton armé.....	139
V.1.5.3 Canal trapézoïdal en pierres maçonnées .....	140
V.1.5.4 Endiguement des berges en remblai compacté avec revêtement en pierre maçonnée. ....	140
V.1.6 La résistance des ouvrages existants .....	141
V.1.7 Description des ouvrages particuliers .....	141
V.1.7.1 Ouvrages d'accumulation .....	141
V.1.7.2 Ouvrages de rejet .....	142
V.1.7.3 Ouvrages de raccordement.....	142
V.1.8 Calcul hydraulique .....	142
V.1.8.1 Partie Ouest.....	143
V.1.8.2 Partie Centre.....	145
V.1.8.3 Partie Est .....	148
V.1.9 Estimation du coût des variantes.....	149
V.1.9.1 Devis estimatif préliminaire des variantes .....	149
V.1.9.2 Devis quantitatif et estimatif préliminaire des variantes.....	150
V.1.10 Choix de la variante du projet.....	153
Conclusion .....	154

<b>Chapitre VI : ETUDE DETAILLEE DE L'AMENAGEMENT RETENU .....</b>	<b>155</b>
Introduction.....	155
VI.1 Etude de stabilité.....	155
VI.1.1 Les méthodes de l'équilibre limite .....	155
VI.1.2 La méthode de Morgenstern-Price 1965.....	156
VI.1.3 Modélisation numérique de la méthode de Morgenstern-Price 1965 .....	158
VI.1.3.1 Présentation du logiciel GEO-SLOPE.....	158
VI.1.3.2 Application .....	158
VI.1.3.3 Les entrés .....	159
VI.1.3.4 Démarche de simulation .....	159
VI.1.3.5 Résultats de simulation .....	160
VI.2 Les différentes ouvrages et travaux effectués dans le projet .....	165
VI.2.1 Rappel sur les ouvrages particuliers .....	165
VI.2.1.1 Ouvrages d'accumulation .....	165
VI.2.1.2 Ouvrages de rejet .....	165
VI.2.1.3 Ouvrages de raccordement .....	165
VI.2.2 Description des travaux .....	166
VI.2.2.1 Travaux de terrassement.....	166
VI.2.2.2 Construction en béton armé.....	166
VI.2.3 Détermination des différents volumes .....	169
VI.2.3.1 Volume des déblais des tranchés .....	169
VI.2.3.2 Volumes des remblais des tranchés .....	169
VI.2.3.3 Volume du lit du gravier.....	169
VI.2.3.4 Volume du lit de propreté.....	169
VI.2.3.5 Volume du béton armé.....	169
VI.2.3.6 Volume de la pierre maçonnée .....	170
VI.3 Calcul de devis quantitatif & estimatif .....	170
VI.3.1 Devis quantitatif & estimatif pour la partie Ouest.....	170
VI.3.1.1 Devis quantitatif & estimatif pour CANAL P1 .....	170
VI.3.1.2 Devis quantitatif & estimatif pour Galerie P .....	173
VI.3.2 Devis quantitatif & estimatif pour la partie Centre .....	175
VI.3.2.1 Devis quantitatif & estimatif pour CANAL A .....	176

---

VI.3.2.2 Devis quantitatif & estimatif pour CANAL C.....	177
VI.3.3 Devis quantitatif & estimatif pour la partie Est (CANAL B).....	179
VI.3.4 Calcul le cout du mètre linéaire du projet.....	180
<b>Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER.....</b>	<b>181</b>
Introduction.....	181
VII.1 Organisation de chantier.....	181
VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	181
VII.1.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise .....	182
VII.1.2.1 Installations destinées au personnel .....	181
VII.1.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	182
VII.1.2.3 Installations destinées à la réparation des engins .....	183
VII.1.2.4 Installation destinée pour la préfabrication .....	183
VII.1.3 Moyens du chantier .....	183
VII.1.3.1 Moyens humains.....	183
VII.1.3.2 Moyens matériels du chantier.....	183
VII.2 Planification.....	189
VII.2.1 Définition.....	189
VII.2.2 Les étapes de la planification .....	189
VII.2.3 Les techniques de planification .....	190
VII.2.3.1 Méthodes basées sur le réseau.....	190
VII.2.4 Les paramètres de la méthode C.P.M.....	192
VII.2.5 Les principales lois de la méthode C.P.M.....	192
VII.2.6 La partie pratique.....	194
VII.2.6.1 Attribution des durées pour les taches.....	195
VII.2.6.2 La décomposition de projet en opérations.....	196
VII.2.6.3 La Méthode PERT.....	197
VII.2.6.4 La Méthode des Potentiels .....	198
VII.2.6.5 La Méthode de Tableau .....	199
VII.2.6.6 Le planning.....	200
VII.3 Protection et sécurité du travail .....	202
VII.3.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique .....	202
VII.3.1.1 Facteurs humains.....	202

---

VII.3.1.2 Facteurs matériels.....	201
VII.3.2 Liste des conditions dangereuses .....	203
VII.3.3 Liste des actions dangereuses.....	203
VII.3.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents .....	204
VII.3.4.1 Protection collective .....	204
VII.3.4.2 Protection individuelle .....	204
VII.3.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation .....	205
Conclusion .....	207
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>208</b>
Références et bibliographie.....	210
Annexes	

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

<b>Figure I.1</b> : Carte de situation géographique de la ville de Sougueur.....	3
<b>Figure I.2</b> : Carte hypsométrique de la ville de Sougueur .....	6
<b>Figure I.3</b> : Carte des courbes de niveau de la ville de Sougueur .....	7
<b>Figure I.4</b> : Carte des pentes de la ville de Sougueur .....	8
<b>Figure I.5</b> : Image satellitaire des routes de la ville de Sougueur.....	10
<b>Figure I.6</b> : Répartition mensuelle de la température .....	12
<b>Figure I.7</b> : Répartition mensuelle de l'humidité de l'air (%) .....	13
<b>Figure I.8</b> : Répartition mensuelle de tension de vapeur d'eau (m bar) .....	14
<b>Figure I.9</b> : Répartition mensuelle d'Insolation en heures.....	15
<b>Figure I.10</b> : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	16
<b>Figure I.11</b> : Carte de limitation de bassin versant d'Oued Sougueur.....	18
<b>Figure I.12</b> : Carte hypsométrique de bassin versant d'Oued Sougueur .....	23
<b>Figure I.13</b> : Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Sougueur. ....	24
<b>Figure I.14</b> : Carte de relief de la ville de Sougueur.....	30
<b>Figure I.15</b> : Carte de classification d'Horton de bassin versant d'Oued Sougueur ..	32

### CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

<b>Figure II.1</b> : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude .....	38
<b>Figure II.2</b> : la légende de la carte géologique de la zone d'étude. ....	39
<b>Figure II.3</b> : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 version 2003.....	41

### Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

<b>Figure III.1</b> : Démarche de l'analyse fréquentielle .....	50
<b>Figure III.2</b> : Comportement asymptotique de la série. ....	53
<b>Figure III.3</b> : Graphique des quatre types de comportement asymptotique. ....	53
<b>Figure III.4</b> : Graphe d'ajustement de la loi de Gumbel. ....	57
<b>Figure III.5</b> : Graphique d'ajustement de la loi de Galton. ....	59

<b>Figure III.6</b> : Graphique d’ajustement de la loi de GEV.....	61
<b>Figure III.7</b> : Courbes des pluies de courte durée. ....	66
<b>Figure III.8</b> : Courbes des intensités de courte durée.....	66
<b>Figure III.9</b> : Courbe de pluies-durées-fréquences (ANRH).....	67
<b>Figure III.10</b> : Courbe des intensités-durées-fréquences (ANRH).....	67
<b>Figure III.11</b> : Carte de limitation des sous bassins versants d’Oued Sougueur.....	70
<b>Figure III.12</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 1. ....	73
<b>Figure III.13</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 2. ....	73
<b>Figure III.14</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3. ....	74
<b>Figure III.15</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 4. ....	74
<b>Figure III.16</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 5. ....	75
<b>Figure III.17</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 6 . ....	77
<b>Figure III.18</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 7. ....	78
<b>Figure III.19</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 8. ....	78
<b>Figure III.20</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 9. ....	79
<b>Figure III.21</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 10. ....	79
<b>Figure III.22</b> : Séparation de la pluie. ....	81
<b>Figure III.23</b> : Relation pluie-débit. ....	81
<b>Figure III.24</b> : Principe de la relation Pluie-Débit : Production et transfert.....	82
<b>Figure III.25</b> : Satellite LANDSAT 8 en mission autour de la terre. ....	83
<b>Figure III.26</b> : Carte d’occupation du sol de bassin versant d’Oued Sougueur .....	85
<b>Figure III.27</b> : La modélisation du bassin versant d’Oued Sougueur par le logiciel HEC-HMS.....	89
<b>Figure III.28</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 1. ....	91
<b>Figure III.29</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 2. ....	91
<b>Figure III.30</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3. ....	92
<b>Figure III.31</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 4. ....	92
<b>Figure III.32</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 5. ....	93
<b>Figure III.33</b> : Hydrogramme de crue du bassin versant global.....	93
<b>Figure III.34</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 6. ....	94
<b>Figure III.35</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 7. ....	94
<b>Figure III.36</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 8. ....	95
<b>Figure III.37</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 9. ....	95
<b>Figure III.38</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 10. ....	96

<b>Figure III.39</b> : Hydrogramme de crue du bassin versant global.....	96
<b>Figure III.40</b> : Résultats de simulation (T= 50 ans). .....	97
<b>Figure III.41</b> : Résultats de simulation (T= 100 ans). .....	97
<b>Figure III.42</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3 par les deux approches ANRH et SOKOLOVSKY (T=100 ans). .....	99
<b>Figure III.43</b> : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3 par l'approche .....	99

**Chapitre IV : CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX INONDATIONS**

<b>Figure IV.1</b> : Schéma conceptuel des fichiers d'un projet sur HEC-RAS. ....	116
<b>Figure IV.2</b> : Conservation de la charge entre deux sections. ....	118
<b>Figure IV.3</b> : Découpage de la section pour le calcul du frottement .....	119
<b>Figure IV.4</b> : Description d'un élément de volume élémentaire de contrôle .....	119
<b>Figure IV.5</b> : Modèle numérique de terrain (MNT) du bassin versant d'Oued Sougueur sous format de TIN (Trianguled Irregular Network).....	121
<b>Figure IV.6</b> : Les différentes étapes pour définir le tracé d'un oued.....	123
<b>Figure IV.7</b> : Description d'une section en travers par le code HEC-RAS.....	126
<b>Figure IV.8</b> : Carte d'inondabilité de la ville de Sougueur .....	129

**Chapitre V : ETUDE DE VARIANTES D'AMENAGEMENT**

<b>Figure V.1</b> : Schéma d'aménagement de protection contre les inondations de la ville de Sougueur .....	133
<b>Figure V.2</b> : Schéma d'un canal rectangulaire en béton. ....	139
<b>Figure V.3</b> : Schéma d'un canal trapézoïdal en béton armé. ....	139
<b>Figure V.4</b> : Schéma d'un canal trapézoïdal en pierres maçonnées. ....	140
<b>Figure V.5</b> : Schéma d'un canal trapézoïdal en pierres maçonnées. ....	140

**Chapitre VI : ETUDE DETAILLEE DE L'AMENAGEMENT RETENU**

<b>Figure VI.1</b> : Représentation graphique des forces sur une tranche par la méthode de Morgenstern-Price 1965.....	156
<b>Figure VI.2</b> : Représentation graphique des fonctions sinusoïdales de la méthode de Morgenstern-Price 1965.....	157
<b>Figure VI.3</b> : Simulation de la rive gauche de Canal P1 par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012. ....	162
<b>Figure VI.4</b> : Simulation de la rive gauche de Galerie P par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012. ....	162

**Figure VI.5** : Simulation de la rive droite de Canal A par le modèle SLOPE/W de 163

**Figure VI.6** : Simulation de la rive gauche de Canal C par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012. .... 163

**Figure VI.7** : Simulation de la rive gauche de Canal B par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012. .... 164

**Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER**

**Figure VII.1** : Compacteur à pneus. .... 183

**Figure VII.2** : Compacteur à rouleaux..... 184

**Figure VII.3** : Décapeuse automotrice. .... 185

**Figure VII.4** : Pelle hydraulique. .... 186

**Figure VII.5** : Camion de chantier..... 186

**Figure VII.6** : Chargeur pneumatique. .... 187

**Figure VII.7** : Bulldozer..... 188

**Figure VII.8** : Camion à bétonnière..... 188

**Figure VII.9** : Réseau a flèches de projet d'aménagement d'Oued Sougueur ..... 197

**Figure VII.10** : Réseau a nœuds de projet d'aménagement d'Oued Sougueur ..... 198

**Figure VII.11** : Diagramme de GANTT de projet d'aménagement d'Oued Sougueur ..... 200

**Figure VII.12** : Equipements de la protection individuelle..... 205

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

<b>Tableau n° I.1</b> : Paramètres des stations climatiques .....	11
<b>Tableau n° I.2</b> : Moyennes mensuelles des températures (°C) .....	12
<b>Tableau n° I.3</b> : Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air (%) .....	13
<b>Tableau n° I.4</b> : Moyennes mensuelles de tension de vapeur d'eau (mbar).....	14
<b>Tableau n° I.5</b> : Moyennes mensuelles d'insolation (heures) .....	14
<b>Tableau n° I.6</b> : Moyennes mensuelles de lame d'eau évaporée (mm).....	15
<b>Tableau n° I.7</b> : Coordonnées du bassin versant d'Oued Sougueur. ....	19
<b>Tableau n° I.8</b> : Le calcul de l'indice de compacité de Gravelius.....	20
<b>Tableau n° I.9</b> : Calcul de facteur de forme. ....	21
<b>Tableau n° I.10</b> : Paramètres de rectangle équivalent. ....	21
<b>Tableau n° I.11</b> : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV.....	24
<b>Tableau n° I.12</b> : Les altitudes caractéristiques du bassin versant d'Oued Sougueur. ....	25
<b>Tableau n° I.13</b> : Classification du relief .....	26
<b>Tableau n° I.14</b> : Indice de pente global et classification. ....	26
<b>Tableau n° I.15</b> : Classification du relief .....	27
<b>Tableau n° I.16</b> : Dénivelée spécifique. ....	27
<b>Tableau n° I.18</b> : Indice de Pente de ROCHE. ....	28
<b>Tableau n° I.19</b> : Indice de Relief du bassin versant.....	29
<b>Tableau n° I.20</b> : Densité de drainage. ....	33
<b>Tableau n° I.21</b> : Pente moyenne du cours d'eau principale.....	33
<b>Tableau n° I.22</b> : Temps de concentration. ....	34
<b>Tableau n° I.23</b> : Vitesse de ruissellement. ....	35
<b>Tableau n° I.24</b> : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques de bassin versant d'Oued Sougueur.....	35

### CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

<b>Tableau n° II.1</b> : Tableau Récapitulatif des matériaux de la fondation de l'ouvrage.	46
--	----

**Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE**

<b>Tableau n° III.1</b> : Pluies maximales journalières [1970-2013] de la Station de Sougueur. ....	49
<b>Tableau n° III.2</b> : Caractéristiques de la série des Pluies maximales journalières [1970-2013].....	49
<b>Tableau n° III.3</b> : Calcul des paramètres du test de la médiane.....	51
<b>Tableau n° III.4</b> : Résultats de test de la médiane. ....	52
<b>Tableau n° III.5</b> : Les paramètres de la droite de Gumbel.....	55
<b>Tableau n° III.6</b> : Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi de Gumbel.....	56
<b>Tableau n° III.7</b> : Calcul des quantiles pour la loi de Gumbel. ....	56
<b>Tableau n° III.8</b> : Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi de Galton.....	58
<b>Tableau n° III.9</b> : Calcul des quantiles par la loi de Galton.....	58
<b>Tableau n° III.10</b> : Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi GEV. ....	60
<b>Tableau n° III.11</b> : Calcul des quantiles par la loi de GEV. ....	60
<b>Tableau n° III.12</b> : Paramètres de test $\chi^2$ pour la loi de Gumbel.....	62
<b>Tableau n° III.13</b> : Paramètres de test $\chi^2$ pour la loi log normale. ....	63
<b>Tableau n° III.14</b> : Paramètres de test $\chi^2$ pour la loi de GEV. ....	63
<b>Tableau n° III.15</b> : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T.....	65
<b>Tableau n° III.16</b> : Comparaison des résultats obtenus par les des deux méthodes. ....	68
<b>Tableau n° III.17</b> : Calcul de temps de concentration des différentes Sous bassins versants. ....	71
<b>Tableau n° III.18</b> : Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retour.....	72
<b>Tableau n° III.19</b> : Détermination du débit maximal probable différentes périodes de retour. ....	77
<b>Tableau n° III.20</b> : Catégories d'occupation du sol et valeurs de CN. ....	84
<b>Tableau n° III.21</b> : Exemple de détermination du <b>CN</b> SBV1.....	86
<b>Tableau n° III.22</b> : Curve number pondéré pour les différents sous bassins versants. ....	87
<b>Tableau n° III.23</b> : pourcentages des surfaces imperméabilisées et Cimp. ....	88
<b>Tableau n° III.24</b> : Calcul du temps de parcours lag time. ....	88

<b>Tableau n° III.25</b> : Comparaison des trois approches.....	98
<b>Tableau n° III.26</b> : Synthèse des résultats de calcul de lame d'eau écoulee (mm)..	101
<b>Tableau n° III.27</b> : les résultats de calcul des apports liquides moyennes interannuels (Hm <sup>3</sup> ).....	102
<b>Tableau n° III.28</b> : les résultats de calcul des caractéristiques de l'écoulement....	103
<b>Tableau n° III.29</b> : Les différentes valeurs de « $\alpha$ » selon la perméabilité. ....	104
<b>Tableau n° III.30</b> : les résultats de calcul les Taux d'abrasion (T/Km <sup>2</sup> /an).....	105
<b>Tableau n° III.31</b> : les résultats de calcul des débits solides (T/an).....	106

#### **Chapitre IV : CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX INONDATIONS**

<b>Tableau n° IV.1</b> : Etat des ouvrages existants dans la partie Ouest de la ville de Sougueur. ....	111
<b>Tableau n° IV.2</b> : Etat des ouvrages existants dans la partie Centre et Est de la ville de Sougueur. ....	113
<b>Tableau n° IV.3</b> : Classification de la sinuosité. ....	114
<b>Tableau n° IV.4</b> : Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning.....	126
<b>Tableau n° VI.5</b> : Valeurs récapitulatives de l'estimation du coefficient de Manning dans les calculs.....	127

#### **Chapitre V : ETUDE DE VARIANTES D'AMENAGEMENT**

<b>Tableau n° V.1</b> : Caractéristiques des cours d'eau et description des variantes. ....	134
<b>Tableau n° V.2</b> : Caractéristiques des différents revêtements des canaux. ....	135
<b>Tableau n° V.3</b> : Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdal. ....	136
<b>Tableau n° V.4</b> : Caractéristique de la section optimale : cas d'une forme trapézoïdale.....	136
<b>Tableau n° V.5</b> : Propriétés géométriques d'un canal rectangulaire. ....	137
<b>Tableau n° V.6</b> : Caractéristique de la section optimale : cas d'une forme rectangulaire.....	137
<b>Tableau n° V.7</b> : Valeurs des coefficient de rugosité.....	138
<b>Tableau n° V.8</b> : Vérification hydraulique des traversées.....	141
<b>Tableau n° V.9</b> : Dimensions du canal P1 de nature trapézoïdal en béton armé.....	143
<b>Tableau n° V.10</b> : Dimensions du canal P1 de nature trapézoïdal en pierres maçonnées.....	144
<b>Tableau n° V.11</b> : Dimensions du galerie P de nature rectangulaire couverte en béton armé.....	145
<b>Tableau n° V.12</b> : Dimensions du canal C de nature trapézoïdal en béton armé. ....	145

<b>Tableau n° V.13</b> : Dimensions du canal C de nature trapézoïdal en pierres maçonnes.	146
<b>Tableau n° V.14</b> : Dimensions du canal A de nature trapézoïdal en pierres maçonnes.	146
<b>Tableau n° V.15</b> : Dimensions du canal A de nature rectangulaire couverte en béton armé.	147
<b>Tableau n° V.16</b> : Dimensions du canal B de nature rectangulaire en béton armé.	148
<b>Tableau n° V.17</b> : Estimation du prix des travaux de terrassement.	149
<b>Tableau n° V.18</b> : Le prix du mètre cube de béton armé.	149
<b>Tableau n° V.19</b> : Estimation du prix d'une 1M <sup>3</sup> de béton de propreté.	150
<b>Tableau n° V.20</b> : Estimation du prix du mètre cube des matériaux de construction pour un camion de 16 m <sup>3</sup> .	150
<b>Tableau n° V.21</b> : Devis estimatif du canal P1 de nature trapézoïdale en béton armé.	150
<b>Tableau n° V.22</b> : Devis estimatif du canal P1 de nature trapézoïdal en pierres maçonnes.	150
<b>Tableau n° V.23</b> : Devis estimatif de la galerie P de nature rectangulaire couverte en béton armé.	151
<b>Tableau n° V.24</b> : Devis estimatif du canal C de nature trapézoïdale en béton armé.	151
<b>Tableau n° V.25</b> : Devis estimatif du canal C de nature trapézoïdale en pierres maçonnes.	151
<b>Tableau n° V.26</b> : Devis estimatif du canal A de nature rectangulaire couverte en béton armé.	152
<b>Tableau n° V.27</b> : Montant du canal A de nature trapézoïdale en pierres maçonnes.	152
<b>Tableau n° V.28</b> : Montant du canal B de nature rectangulaire en béton armé.	152
<b>Tableau n° V.29</b> : Coûts financiers des variantes proposées.	153

**Chapitre VI : ETUDE DETAILLEE DE L'AMENAGEMENT RETENU**

<b>Tableau n° VI.1</b> : Les caractéristiques géotechniques du sol.	159
<b>Tableau n° VI.2</b> : Les caractéristiques géotechniques du béton armé.	159
<b>Tableau n° VI.3</b> : Les caractéristiques géotechniques du la pierre maçonnes. . . .	159
<b>Tableau n° VI.4</b> : Les coefficients de sécurité pour la rive droite de la variante retenue.	160
<b>Tableau n° VI.5</b> : Les coefficients de sécurité pour la rive gauche de la variante retenue.	161

<b>Tableau n° VI.6</b> : Les valeurs des rayons critiques pour la rive droite de la variante retenue.....	161
<b>Tableau n° VI.7</b> : Les valeurs des rayons critiques pour la rive gauche de la variante retenue.....	161
<b>Figure VI.7</b> : Simulation de la rive gauche de Canal B par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012. ....	164
<b>Tableau n° VI.8</b> : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles. ....	164
<b>Tableau n° VI.9</b> : Le processus de l'aménagement retenu.....	165
<b>Tableau n° VI.10</b> : Devis quantitatif & estimatif pour CANAL P1.....	168
<b>Tableau n° VI.11</b> : Devis quantitatif & estimatif pour Galerie P.....	171
<b>Tableau n° VI.12</b> : Devis quantitatif & estimatif pour CANAL A.....	173
<b>Tableau n° VI.13</b> : Devis quantitatif & estimatif pour CANAL C. ....	175
<b>Tableau n° VI.14</b> : Devis quantitatif & estimatif pour CANAL B. ....	177
<b>Tableau n° VI.15</b> : Résultats du devis quantitatif & estimatif du projet.....	180
<b>Tableau n° VI.16</b> : Résultats du cout de mètre linéaire du projet. ....	180

## **Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER**

<b>Tableau n° VII.1</b> : Liste des opérations avec leurs durées.....	195
<b>Tableau n° VII.2</b> : La décomposition de projet en opérations. ....	196
<b>Tableau n° VII.3</b> : La Méthode de Tableau. ....	199
<b>Tableau n° VII.4</b> : Un plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	205

## LISTE DES PLANCHES

1. **Planche n° 1** : PLAN DE SITUATION GENERAL DE LA VILLE DE SOUGUEUR  
(W.TIARET).
2. **Planche n° 2** : CARTE D'INONDABILITE ET PROCESSUS D'AMENAGEMENT  
D'OUED SOUGUEUR ( W.TIARET).
3. **Planche n° 3** : PROFIL EN LONG DE LA PARTIE EST D'OUED SOUGUEUR  
(W.TIARET).
4. **Planche n° 4** : PROFI EN TRAVERS DES PARTIES OUEST, CENTRE ET EST  
D'OUED SOUGUEUR ( W.TIARET).
5. **Planche N° 5** : PLANNING DES TRAVEAUX D'AMENAGEMENT D'OUED  
SOUGUEUR ( W.TIARET).

## LISTE DES ABREVIATIONS

**ONM** : Office national météorologique ;

**ANRH** : Agence national des ressources hydriques ;

**SCS-CN** : Soil Conservation Service- Curve Number;

**HEC-HMS** : Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System;

**HEC-RAS** : Hydrologic Engineering Center's River Analysis System;

**Min Ch. Al** : Altitude du radier du canal ;

**Vel chnl** : Vitesse d'écoulement ;

**W.S Elev** : Altitude du plan d'eau calculé ;

**Flowarea** : Section mouillée ;

**Top Width** : Largeur au miroir ;

**E.G Elev** : Altitudes de la ligne d'énergie ;

**Froude chl** : Nombre de Froude ;

**E.G slope** : Pente de la ligne d'énergie ;

**W.S PF** : Altitude du plan d'eau calculé ;

**Crit PF** : Altitude qui correspond à la hauteur critique.

# **Introduction générale**

## INTRODUCTION GENERALE

L'inondation est un fléau naturel, l'un des plus récurrents dans le monde et qui affecte de nombreuses populations. Cette fréquence est notamment liée à la multiplicité des causes qui peuvent provoquer une inondation. Quant aux conséquences, les dommages causés par ce fléau ne sont jamais moindres.

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie est victime d'inondations dévastatrices. Si par le passé ces inondations étaient surtout connues suite aux débordements des grands cours d'eau dans les grandes plaines agricoles, depuis une vingtaine d'années, elles ont surtout touché les grandes villes et centres urbains, où elles ont engendré de nombreuses pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables.

Les aménagements des cours d'eau voient le jour de plus en plus en Algérie à cause de la fréquence des inondations. Les pertes humaines et matérielles ont massivement augmentées chaque année, ceci n'est pas forcément dû à une occurrence ou une intensité plus grande des crues, mais à la croissance du facteur vulnérabilité.

Oued Sougueur est parmi les grands cours d'eau en Algérie, et à Tiaret en particulier. Il a connu ces dernières années une augmentation intense de la densité d'habitation au niveau des deux rives, ce qui a augmenté sa vulnérabilité vis-à-vis les débordements.

L'objectif de notre étude est d'aménager Oued Sougueur dans le cadre de la protection des zones avoisinantes contre les risques des crues en envisageant le plan de travail suivant :

**Chapitre I** : Présentation de la zone d'étude.

**Chapitre II** : Etude géologique et géotechnique.

**Chapitre III** : Etude de l'aléa hydrologique de la zone d'étude.

**Chapitre IV** : Calcul hydraulique du risque aux inondations.

**Chapitre V** : Etude de variantes d'aménagement.

**Chapitre VI** : Etude détaillée de l'aménagement retenu.

**Chapitre V** : Organisation des travaux de chantier.

# **Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**

# CHAPITRE I

## PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

### Introduction

Pour que nous puissions établir des aménagements au sein d'un bassin versant et appréhender les différentes composantes de l'écoulement et sa réponse à un évènement pluvieux et comment cette réponse manifeste dans le temps et dans l'espace. Nous devons analyser les différentes caractéristiques du bassin versant du site et pouvoir les interpréter afin de cerner l'ensemble des facteurs déclenchant cette problématique, nommée l'inondation.

On fait notre présentation de la zone d'étude en basant sur des images satellitaires de bonne qualité de résolution de 8 m, téléchargeables par l'application TerraIncognita version 2.44 et un modèle numérique de terrain (MNT), extrait depuis le site officiel de l'Institut d'Etudes Géologiques des États-Unis (USGS).

### I.1 Données naturelles de la zone d'étude

#### I. 1.1 Situation géographique

La ville de Sougueur se situe à 25km au sud-est de la ville de Tiaret et elle est traversée :

- ✎ Au Nord par la commune : de Ain Bouchekif.
- ✎ A l'Est par la commune : Sidi Abdelghani.
- ✎ Au Sud par les communes : de Naima et Tousnina.
- ✎ A l'Ouest par la commune : de Mellakou.

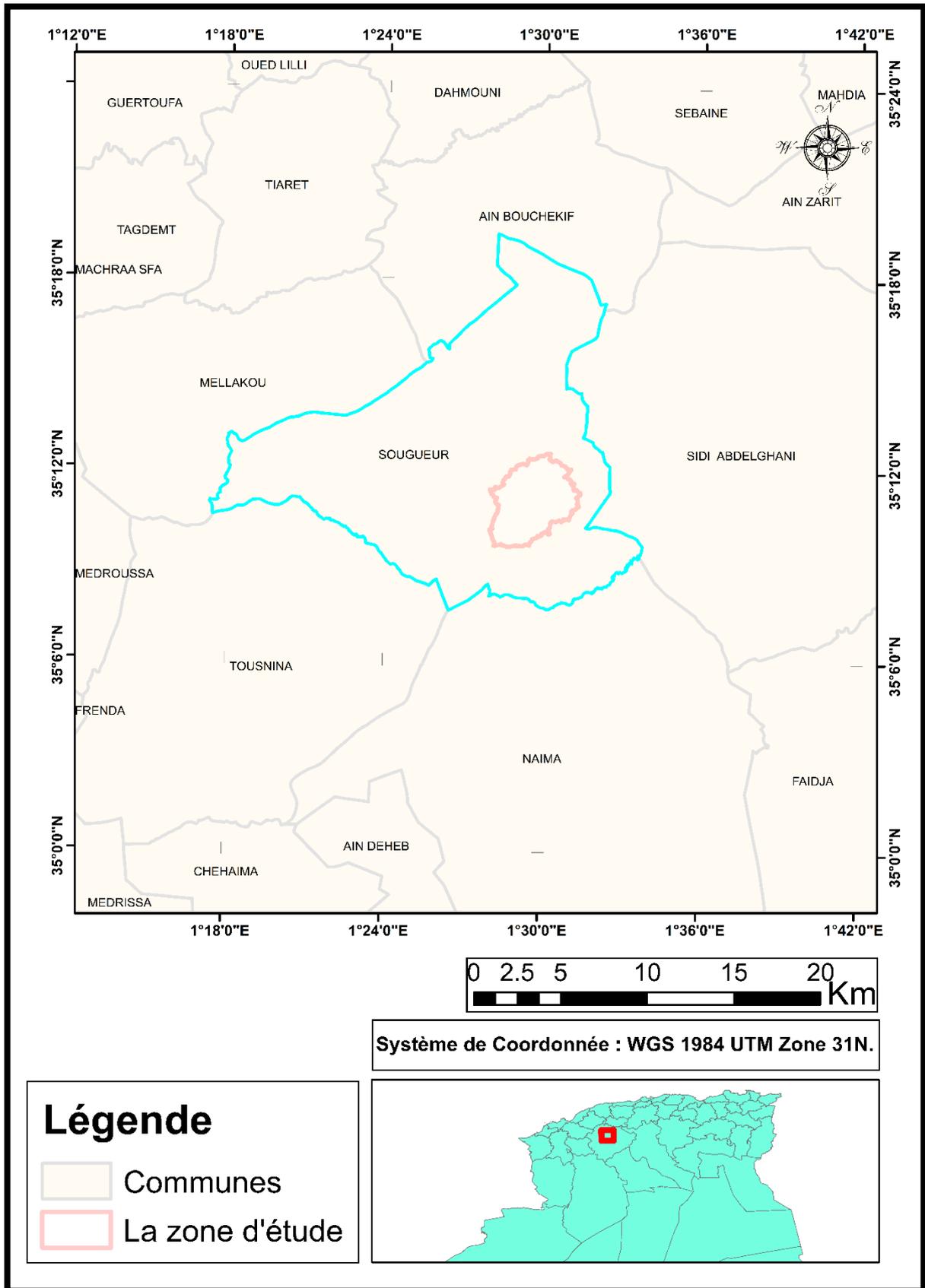


Figure I.1 : Carte de situation géographique de la ville de Sougueur

On fait une petite Présentation pour les différentes communes regroupées dans la région d'étude :

**A/ Commune de Ain Bouchekif**

La région est à vocation agricole entièrement dédiée à la céréaliculture, plaine du Sersou. Sur le plan hydrographique, la commune est limitée au Nord et à l'Est par le bassin versant du Nahr Ouassel (Chlef) et à l'ouest par le bassin versant d'Oued Tousnina et le bassin versant de la Mina affluent du Chlef à Rélizan. Sa superficie est de 151,43 km<sup>2</sup>. La population de Ain Bouchekif selon le recensement de 2008 est de 15022 habitants.

**B/ Commune de Sidi Abdelghani**

Sidi Abdelghani est une commune située à 50 kilomètres au sud-est de Tiaret. Elle est de coordonnées 35°13'41'' nord, 1°38'19'' est. Sa superficie est de 40 km<sup>2</sup>.

La population de Sidi Abdelghani selon le recensement de 2008 est de 9273 habitants.

**C/ Commune de Naima**

Est une commune située à 35 kilomètres au sud-est de Tiaret. Elle est de coordonnées 35°05'27'' nord, 1°28'39'' est. Sa superficie est de 1607.31 km<sup>2</sup>.

La population de Naima selon le recensement de 2008 est de 7569 habitants.

**D/ Commune de Tousnina**

Est une commune située à 29 kilomètres au sud de Tiaret. Elle est de coordonnées 34°53'55'' nord, 1°18'14'' est. Sa superficie est de 296.69 km<sup>2</sup>.

La population de Tousnina selon le recensement de 2008 est de 12421 habitants.

**E/ Commune de Mellakou**

Est une commune située à 15 kilomètres au sud de Tiaret. Elle est de coordonnées 35°15'11'' nord, 1°14'04'' est.

La population de Mellakou selon le recensement de 2008 est de 13107 habitants.

### **I.1.2 Milieu naturel**

La wilaya de Tiaret est localisée au nord-ouest de l'Algérie, elle est entre la chaîne tellienne au nord et la chaîne atlas au sud.

Tiaret est située au pied des derniers contreforts de l'Atlas tellien dans une région à vaste domaine tabulaire s'étendant au pied de l'Ouarsenis où prédominent des formes planes emboîtées entre 900 et 1100 m d'altitude et à l'orée de vastes plaines des hauts plateaux.

Nous constatons deux milieux physiques bien distincts :

- Au nord, le djebel Guezoul, constitué par un alignement de collines d'altitude moyennes de 1000 m (le point culminant se situe à 1200m)
- Au sud, une zone déprimée d'altitude moyenne de 950 m, elle se caractérise par une succession de cônes de déjection avec des pentes moyennes à faibles.

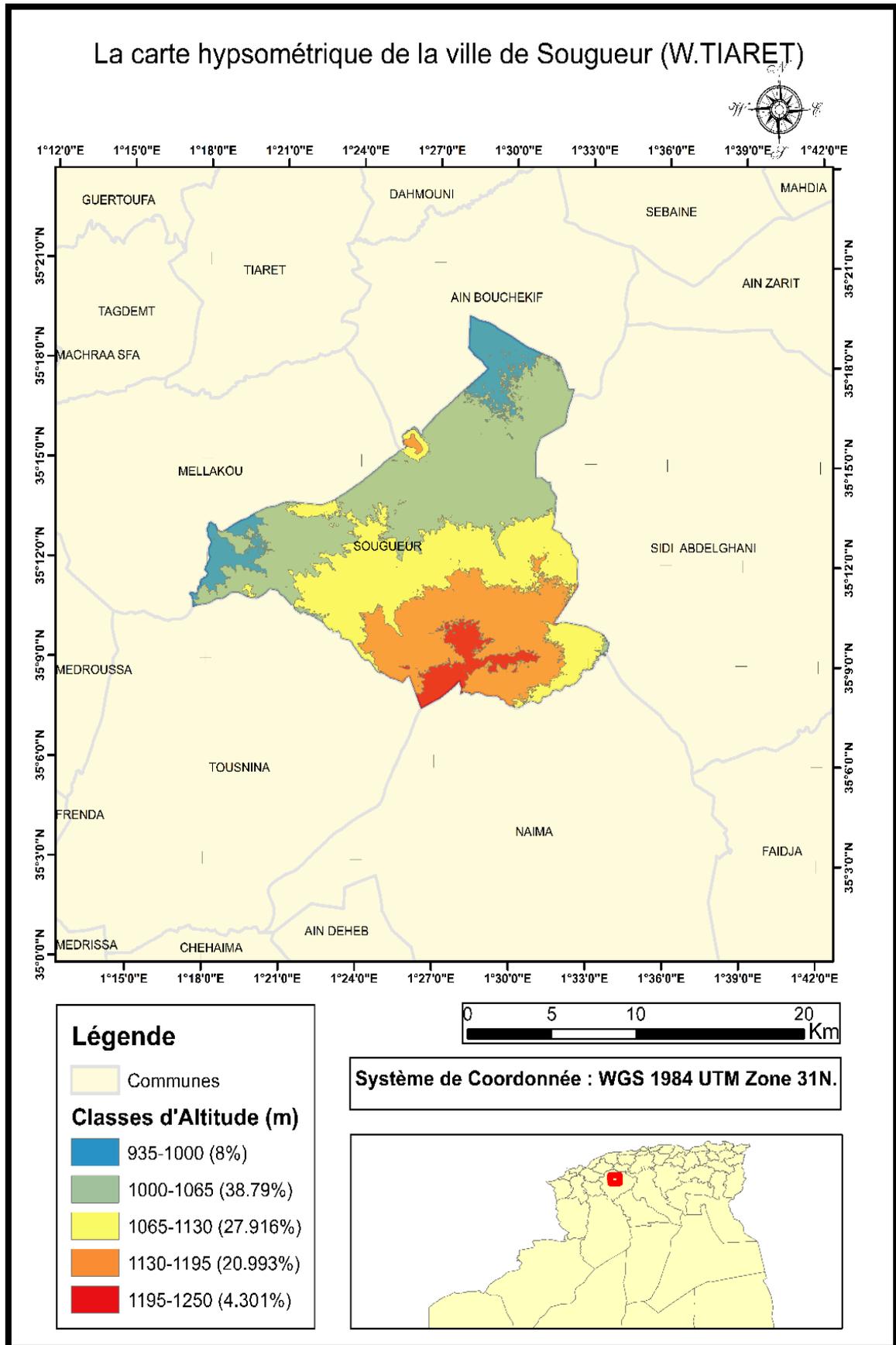
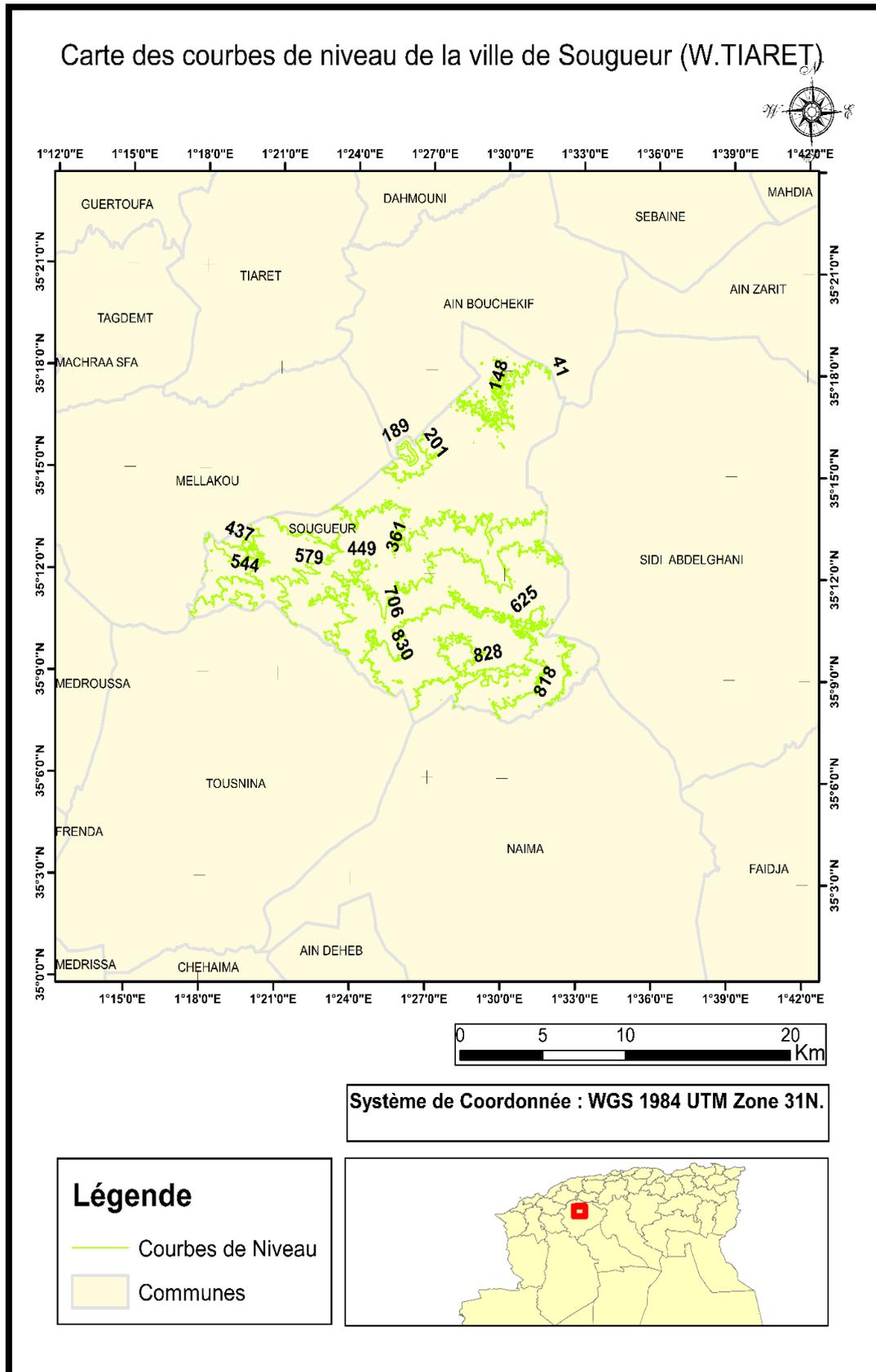


Figure I.2 : Carte hypsométrique de la ville de Sougueur



**Figure I.3 :** Carte des courbes de niveau de la ville de Sougueur

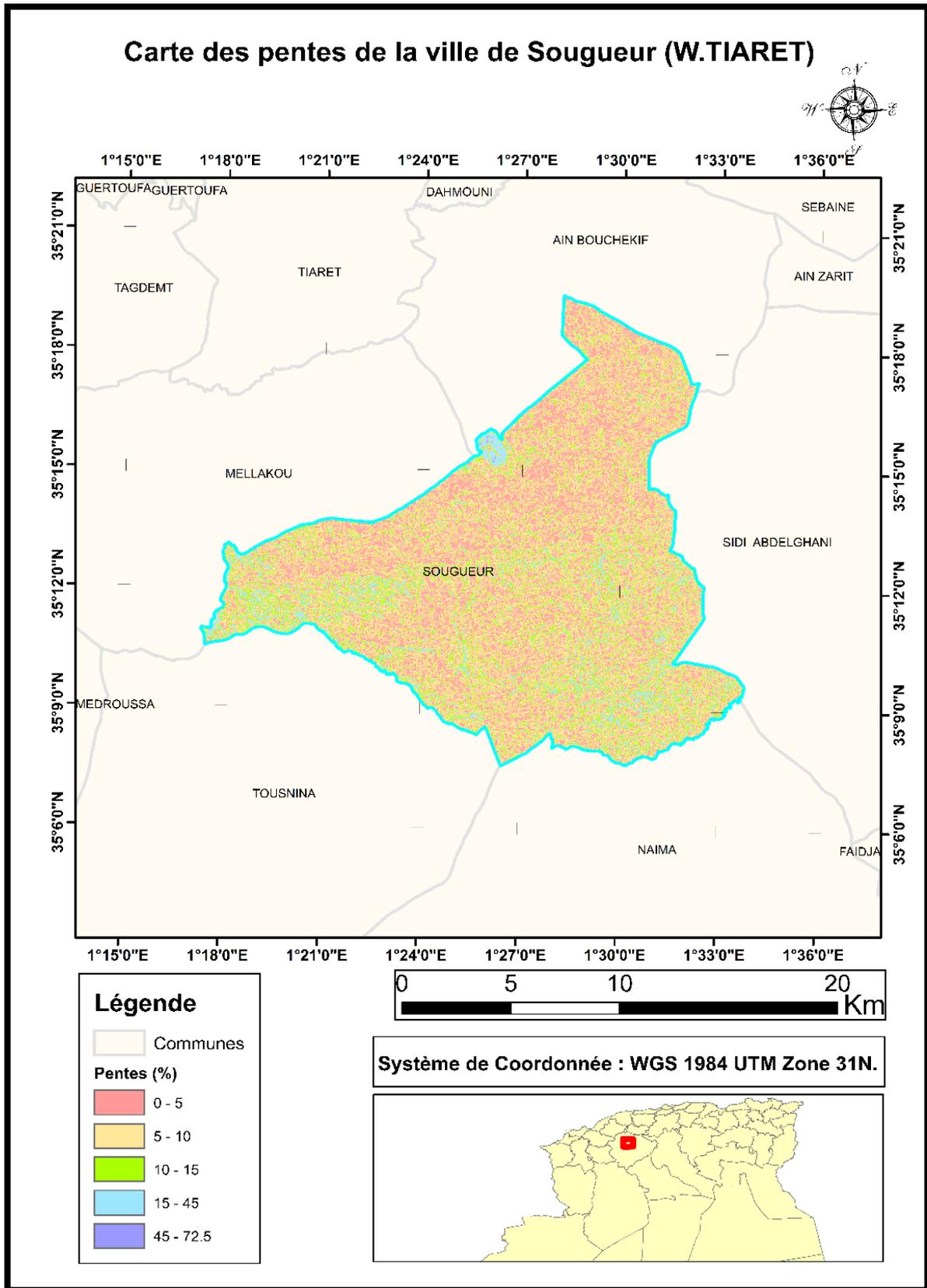


Figure I.4 : Carte des pentes de la ville de Sougueur

### I.1.3 Sol et végétation

Au nord commune de Tiaret (massif de Guezoul), les sols sont très peu évolués et de faibles profondeurs, les terres de moindre importance sont constituées essentiellement d'éléments grossiers (conglomérats, graviers) avec des affleurements d'épaisses croûte calcairo-gréseuses.

Au sud commune de Sougueur, les terrains s'étendent sur des alluvions anciennes formées d'élément plus fin (argiles, limons, sable) qui constituent des sols relativement bons à structure équilibré.

Ces différentes caractéristiques morphologiques et topographiques expliquent la diversité dans l'utilisation et l'occupation du sol quant au couvert végétal, il s'identifie à la nature et la lithologie des sols, le paysage naturel de la région de Sougueur se caractérise par une végétation moins dense et un bassin versant étendu. **(A partir des données de DRE)**

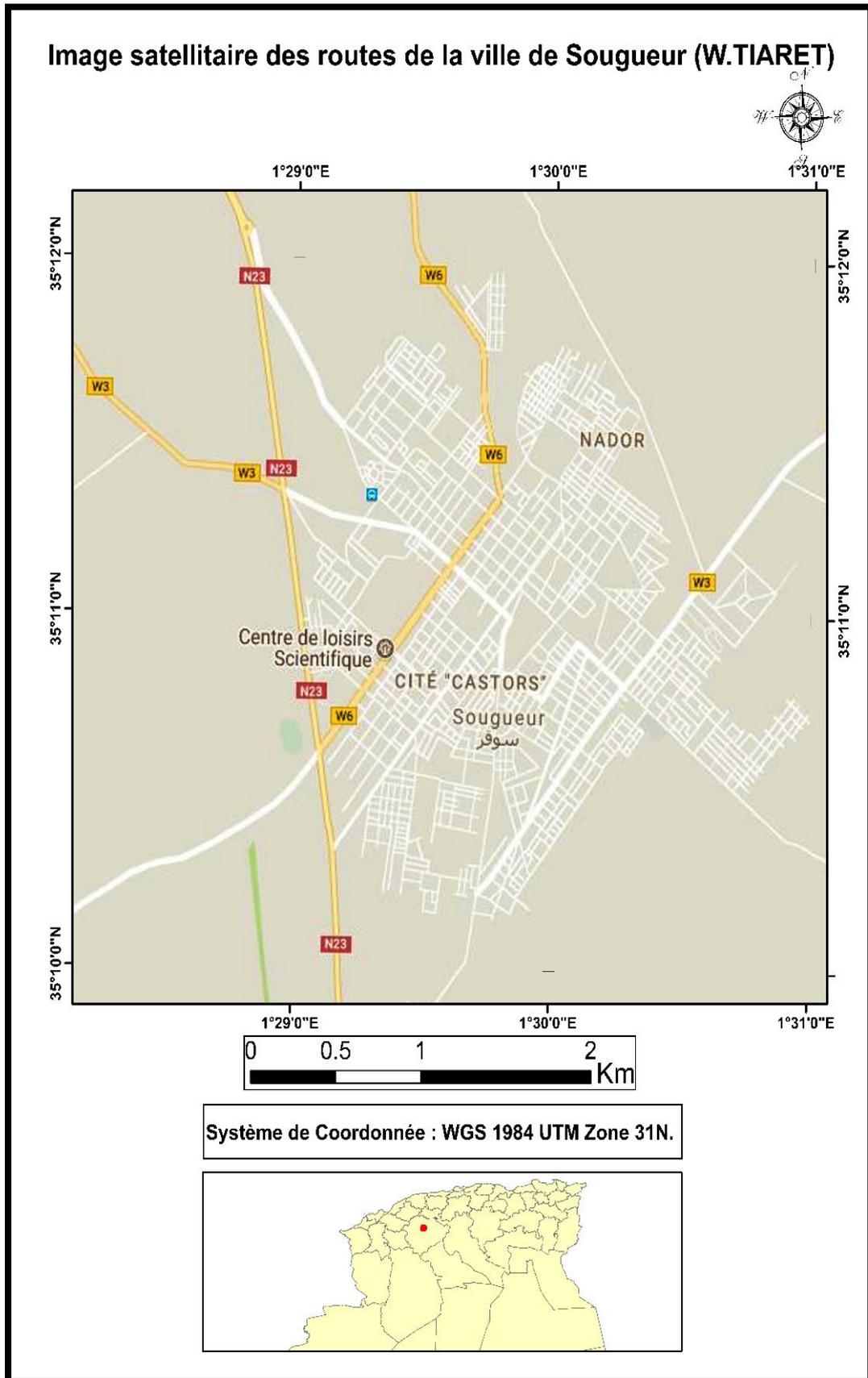
### I.1.4 Aspect forestier

La couverture forestière s'étend sur une superficie de 2342ha, soit 19 % de la superficie totale de la commune. Constituée principalement de pin d'HALEP de chêne vert et de chêne liège, ce patrimoine Forestier se localise principalement au nord de la commune. On remarque sur terrain que les limites forestières ne sont pas respecter : par exemple les incendies qui ont détruit des centaines d'hectares, la catastrophe qui se propage aux dernières années. Les pacages, l'extraction de pierre et sable, les constructions et les coupes illicites entravent le développement de la forêt. **(A partir des données de DRE)**

### I.1.5 Infrastructure de base

Le réseau routier se compose par trois routes principales à savoir :

- RN23 : lie la commune de Mellakou à la région Nord-Ouest de la commune de Sougueur.
- W3 : c'est un axe très important qui ouvre la commune sur le ouest ou se trouve est par la ville de Mellakou.
- W6 : est un axe très important qui lié la ville de Sougueur avec les villes qui trouvent au nord de Sougueur comme : Bouchekif, Ain Meriem, Dahmouni.



**Figure I.5 :** Image satellitaire des routes de la ville de Sougueur  
(Image de Google Street Map, télécharger le 27/06/2018 à 07 :28 pm)

### I.1.3 Caractéristiques climatiques

Le secteur étudié n'est pas couvert par l'observation hydrométrique au niveau de réseau Hydrographique du bassin versant étudié, mais il existe un certain nombre de postes Hydrométriques contrôlent les proches bassins, dans notre cas on prend les deux stations de : Tiaret (située à 28 km au l'est du centre de gravité du bassin versant étudié) et de Barrage Bakhadda (située à 45 km au l'ouest).

**Tableau n° I.1 : Paramètres des stations climatiques. (DRE)**

Nom de la station	Tiaret	Barrage Bakhadda
Code (ANRH)	12917	12901
<b>Coordonnées</b>		
X Lambert (Km)	374.2	348.9
Y Lambert (Km)	232.4	228.9
Altitude (m )	1100	607
Appareil de mesure	Pluviomètre	Pluviomètre
Période de Fonctionnement	1965-2006	1982-2006

#### I.1.3.1 Analyse climatique

L'analyse des paramètres et indicateurs climatiques et hydro-climatiques sont considérés Par les hydrologues et les hydrogéologues comme étant particulièrement discriminants sur Le plan de la quantification et de l'exploitation et de la gestion des ressources en eau.

Ces indicateurs climatiques sont aussi des indicateurs commandant l'intensité des Impacts anthropiques sur le milieu naturel. Le climat dans la région est du type continental semi-aride spécifique à la zone des Hauts Plateaux caractérisé par un hiver rigoureux et un été chaud et sec.

La partie climatologique et surtout l'analyse du régime pluviométrique qui constitue un élément essentiel de l'hydrologie appliquée dans les études de protection des villes contre les crues.

Malgré la faible étendue de la zone d'étude, il existe notamment assez de stations hydro-métriques pour des périodes suffisamment longues pour pouvoir estimer au mieux les paramètres hydrologiques essentiels à différentes échelles.

### I.1.3.2 Les Températures

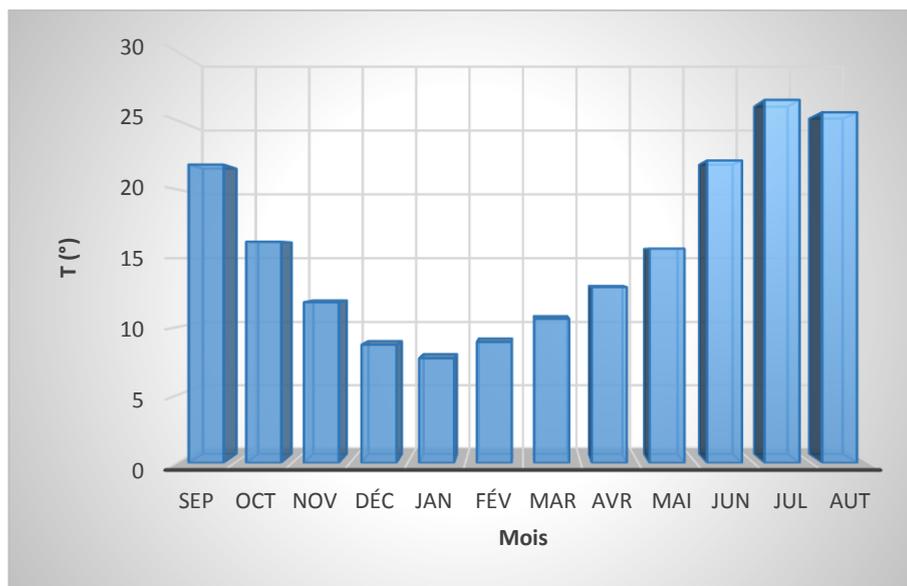
On distingue des températures extrêmes allant de 0°C à 37°C. L'amplitude thermique annuelle est très élevée et il est de l'ordre de 20° à 21°C entre l'été et l'hiver.

(DRE)

A la base des observations obtenus, on a pu situer la température moyenne annuelle est de 15.7 °C. En terme saisonnier, les températures varient entre 7.7°C au mois de janvier jusqu'à 26.5°C au mois de juillet.

**Tableau n° I.2 : Moyennes mensuelles des températures (°C). (DRE)**

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
T(°C)	21.8	16.2	11.8	8.7	7.7	8.9	10.6	12.9	15.7	22.1	26.5	25.6	15.7



**Figure I.6 : Répartition mensuelle de la température**

### I.1.3.3 Les vents

La direction dominante des vents est Nord-Ouest avec une vitesse moyenne de 5m/s. Le Sirocco souffle essentiellement en juillet et août, qu'environ 20 jours par an.

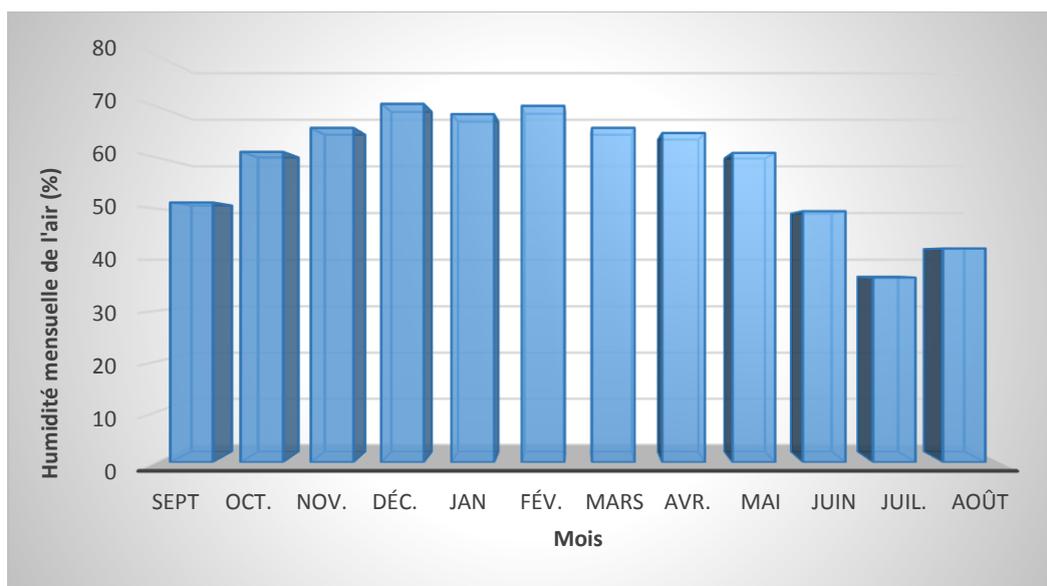
(DRE)

### I.1.3.4 Humidité relative

Le tableau (I.3) donne la répartition moyennes mensuelle de l'humidité de l'air, la moyenne annuelle étant de 58.9%. En terme saisonnier, l'humidité moyenne de l'air varient entre 36.5% au mois de juillet jusqu'à 70.5% aux mois de décembre.

**Tableau n° I.3 : Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air (%) (DRE)**

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	An
<b>Humidité moyenne mensuelle (%)</b>	51.2	61.1	65.8	70.5	68.5	70.1	65.8	64.8	60.9	49.5	36.5	42.2	58.9



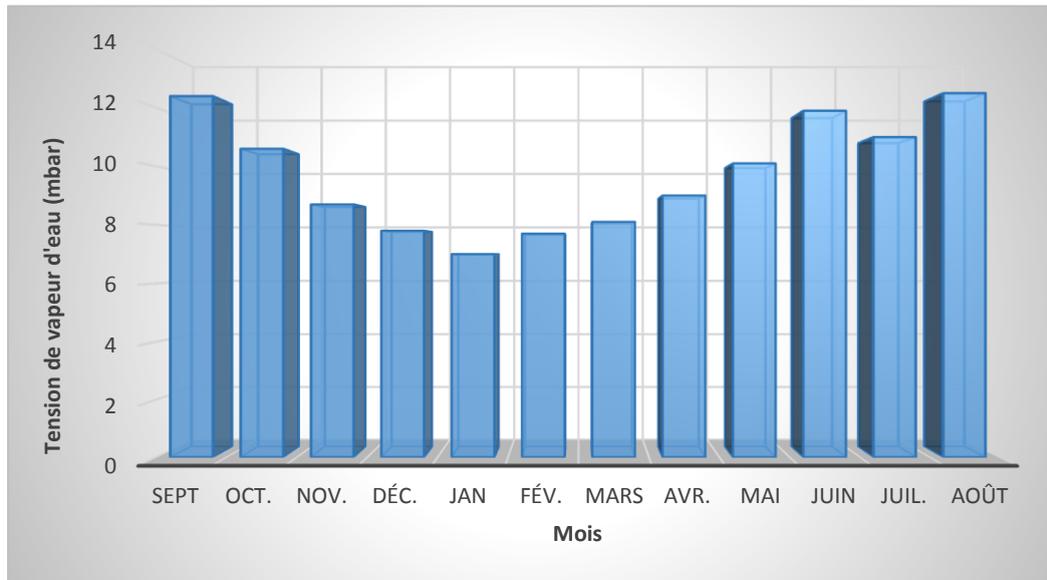
**Figure I.7 : Répartition mensuelle de l'humidité de l'air (%)**

### I.1.3.5 Tension de vapeur

Le tableau (I.4) donne la variation moyennes mensuelle de tension de vapeur. La moyenne annuelle est de l'ordre de 9.7mbar.

**Tableau n° I.4 : Moyennes mensuelles de tension de vapeur d'eau (mbar) (DRE)**

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	An
Tension De vapeur (mbar)	12.4	10.6	8.7	7.8	7.0	7.7	8.1	9.0	10.1	11.9	11.0	12.5	9.7



**Figure I.8 : Répartition mensuelle de tension de vapeur d'eau (m bar)**

### I.1.3.6 Insolation

La durée d'insolation est donnée au tableau (I.5) en heures par mois. La moyenne journalière mensuelle d'insolation la plus faible est enregistrée en les deux mois Décembre et Janvier avec une durée de 6.1h et la plus grande valeur c'est en Juillet égale à 11.1h, la moyenne de durée d'insolation journalière annuelle est de 8.0h/mois.

**Tableau n° I.5 : Moyennes mensuelles d'insolation (heures) (DRE)**

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	An
Durée D'insolation (heures)	9.3	7.8	6.7	6.1	6.1	6.4	7.6	7.7	8.8	10.2	11.1	10.2	8.0

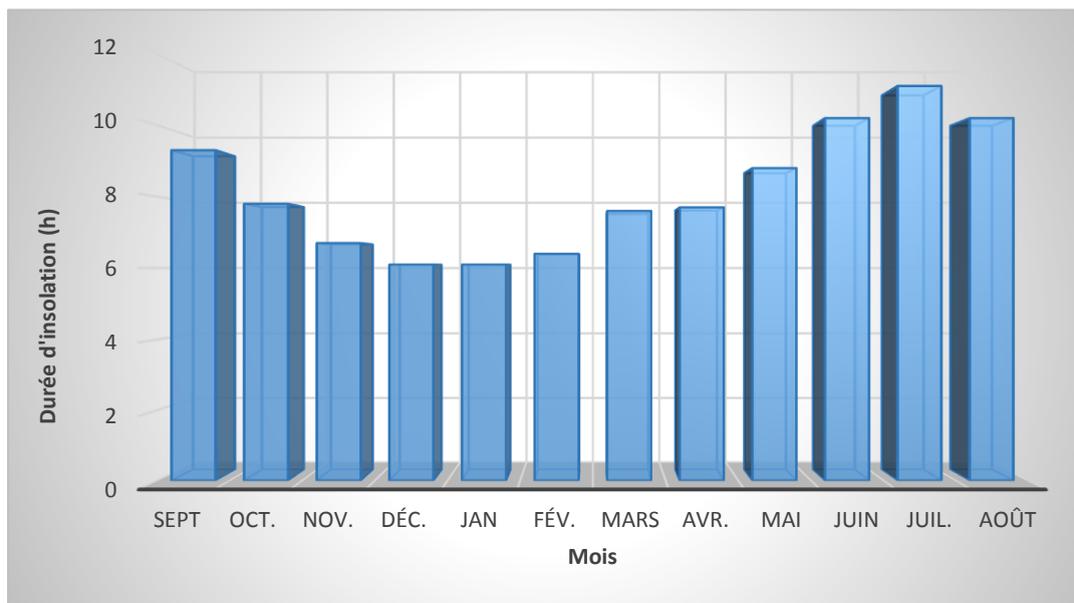


Figure I.9 : Répartition mensuelle d’Insolation en heures

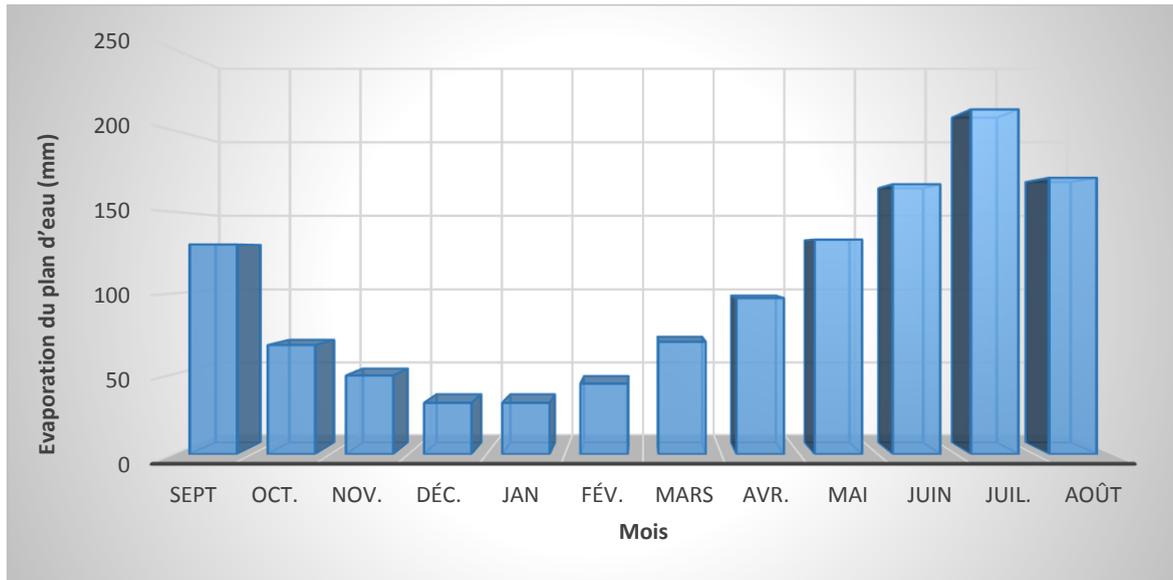
**I.1.3.7 Evaporation du plan d’eau de la retenue**

L’évaporation du plan d’eau de la retenue est un paramètre qui lié aux autres paramètres comme : l’augmentation de température, l’énergie radiative, humidité de l’air, le vent sur la base des différentes études réalisées dans la région et sur les observations

enregistrées sur une longue durée dans le Haut Chellif, particulièrement à Sougueur et Theniet el Had, l’évapotranspiration potentielle moyenne interannuelle à près de 1205 mm Ce chiffre montre notamment à quel point la région est soumise au climat de type continental semi-aride. La répartition mensuelle donne plus de 50% de perte d’eau par évaporation sur les quatre mois plus secs de l’année (de mai à août).

Tableau n° I.6 : Moyennes mensuelles de lame d’eau évaporée (mm) (DRE)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	An.
T.E.Had	119	72	39	24	22	34	60	87	124	147	181	154	1064
Sougueur	130	68	49	32	32	44	70	97	133	167	213	171	1205
en %	10,8	5,6	4,1	2,7	2,7	3,7	5,8	8,0	11,0	13,9	17,7	14,2	100,0



**Figure I.10 :** Répartition mensuelle de l'évaporation

## I.2 Présentation du bassin versant d'Oued Sougueur

### 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 hydromorphométriques du bassin et celles du réseau hydrographique.

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

### I.2.1 La notion de 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.

Selon la nature des terrains, nous serons amenés à considérer deux définitions :

#### I.2.1.1 Bassin versant topographique

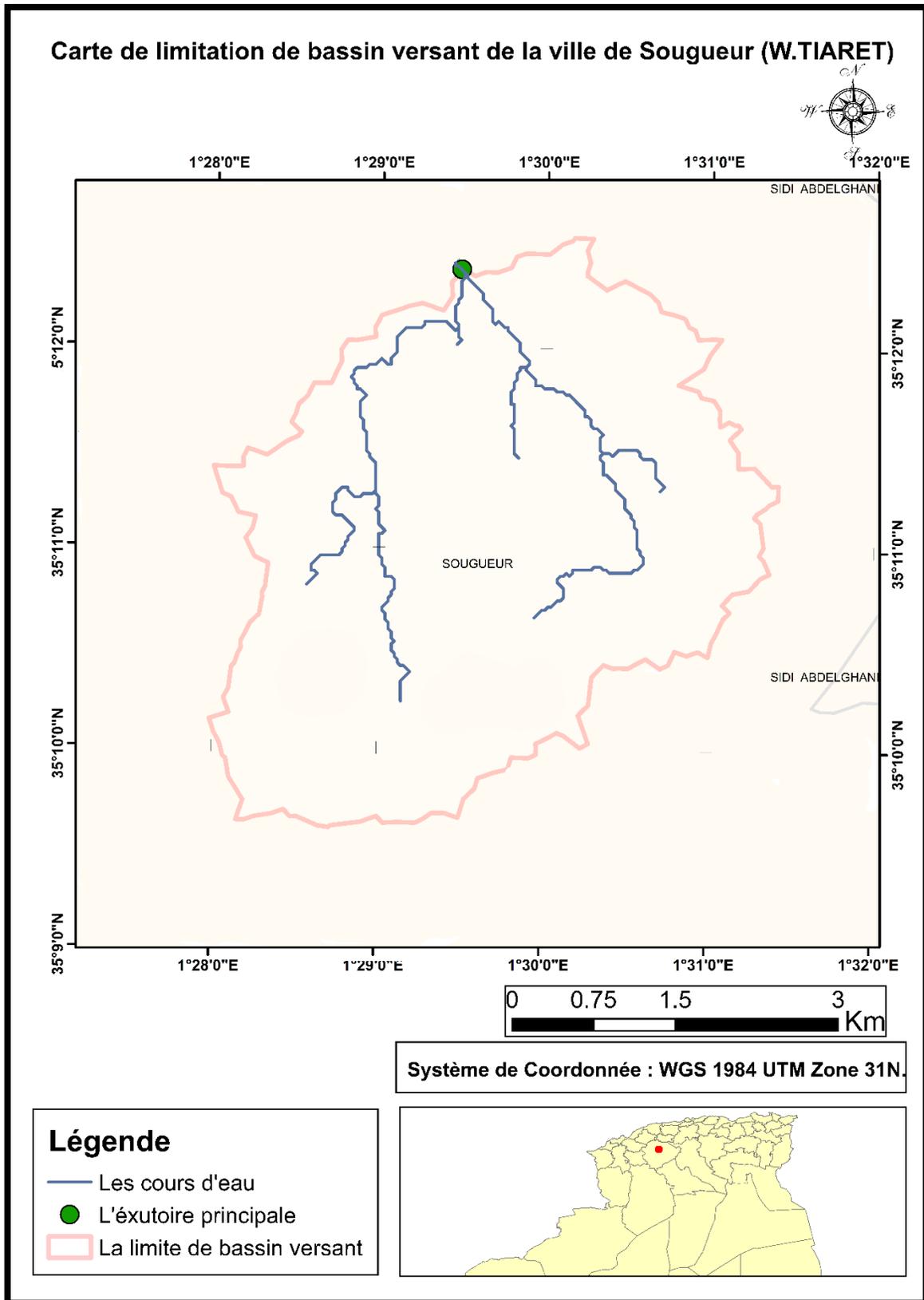
Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente.

#### I.2.1.2 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 géologiques.



**Figure I.11** : Carte de limitation de bassin versant d'Oued Sougueur

### I.2.2 Présentation de bassin versant

Le bassin versant d'Oued Sougueur, artère hydrographique primaire de la zone d'étude, abrite intégralement la zone urbaine de la ville de Sougueur dans son exutoire à l'entrée au niveau du tissu urbain comme à la sortie. Il couvre globalement la plateforme urbanisée à son exutoire aval. Le bassin est limité au Nord par Bled Dira El Hadjar, au sud par Djebel el Nadour, à l'Est par l'oued Sousslem et à l'ouest par l'oued Matlas. Sous forme d'impluvium encaissé. Il couvre une surface globale estimée à 18.385 km<sup>2</sup>. Son altitude varie de 1244 m jusqu'à 1057 m à son exutoire au nord de la ville. Ce bassin représente le premier cours d'eau important provoquant les inondations assez fréquentes de la ville de Sougueur, particulièrement dans sa partie urbanisée, en favorisant par débordement les eaux pluviales intensives précipitées localement.

Le bassin versant relatif au site arrêté à l'exutoire pour étude a pour coordonnées selon la référence spatiale WGS 1984 UTM Zone 31 :

**Tableau n° I.7 :** Coordonnées du l'exutoire du bassin versant d'Oued Sougueur.

Longitude X (m)	Latitude Y (m)	Altitude Z (m)
362529	3897174	1057

### I.2.3 Caractéristiques morpho métriques

L'utilisation des caractéristiques morphométriques a pour but de condenser en un certain nombre de paramètres chiffrés, la fonction  $h = f(x, y)$  à l'intérieur du bassin versant (h altitude, x et y coordonnées d'un point du bassin versant).

Nous utiliserons trois types différents de paramètres morpho métriques.

**N.B :** Les différentes caractéristiques de bassin versant sont calculées par le logiciel **ArcGIS 10.4** à partir d'un MNT de résolution 30 m capté par le satellite **ASTGDEM 2**.

#### I.2.3.1 Surface

La surface du bassin versant est la première et la plus importante des caractéristiques, elle permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration...).

La surface S d'un bassin s'exprime généralement en km<sup>2</sup>.

#### I.2.3.2 Périmètre

Le périmètre « p » correspond à la limite extérieure du bassin, formant son contour et caractérisant sa longueur.

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

### I.2.3.3 Longueur du cours d'eau principale

Il y a une grande diversité lors de choix de ce longueur entre les écoles d'Hydrologie dans le monde, les francophones considèrent que ce longueur égale à la longueur de cours d'eau qui a l'ordre le plus élevé après la classification du réseau hydrographique, les anglo-saxons choisissent la longueur de cours d'eau le plus long dans le réseau, des autres considèrent que ce longueur égale à la longueur de rectangle équivalent, des autres prend la valeur de  $H_{15\%}$ - $H_{85\%}$  à partir de la courbe hypsométrique, Donc le choix est libre et on va considérer que Ce longueur égale à la longueur de cours d'eau le plus long dans le réseau hydrographique, qui est situé dans le côté ouest de la zone d'étude.

La longueur du cours d'eau principale est exprimée généralement en Km.

### I.2.3.4 Indice de compacité de Gravelius

C'est la caractéristique de forme la plus utilisée. Il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant la même surface (appelée aussi coefficient de capacité), il caractérise la forme du bassin et exprime son allongement.

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (I.1)$$

Avec :

P : Périmètre du sous bassin (Km).

S : Surface du sous bassin (Km<sup>2</sup>).

Plus le Kc sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

**Tableau n° I.8** : Le calcul de l'indice de compacité de Gravelius.

Nom du bassin	Surface (Km <sup>2</sup> )	Périmètre (Km)	Kc
Sougueur	18.385	21.165	1.392

### I.2.3.5 Facteur de forme Rf

Le facteur de forme est défini comme le rapport entre la superficie du bassin et le carré de la longueur du bassin. La valeur du facteur de forme serait toujours inférieure à 0,754 (pour un bassin versant parfaitement circulaire). Plus la valeur du facteur de forme est petite varie de 0.54, plus le bassin versant sera allongé.

$$Rf = \frac{S}{L_{cp}^2} \quad (I.2)$$

Avec :

$L_{cp}$  : Longueur du cours d'eau principal (Km).

$S$  : Surface totale du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

**Tableau n° I.9** : Calcul de facteur de forme.

Nom du bassin	Surface (Km <sup>2</sup> )	$L_{cp}$ (Km)	Rf
Sougueur	18.385	5.687	0.568

### I.2.3.6 Le rectangle équivalent

On définit le rectangle équivalent comme le rectangle de longueur « L » et de largeur « l » qui a la même surface et le même périmètre que le bassin versant, soit à l'aide de :

$$P = 2 * (L + l) \quad (I.3)$$

$$\text{Et } S = L * l \quad (I.4)$$

On l'utilise également pour caractériser la forme d'un bassin, même il nous permet de comparer les sous bassins entre eux du point de vue écoulement.

Dans cette schématisation on considère que les caractéristiques de l'écoulement sont les mêmes que le bassin versant, et les courbes de niveaux sont des droites parallèles aux petites côtes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites côtes.

Sa longueur « L » est donnée par :

$$Lr = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \quad (I.5)$$

Sa largeur « l » est donnée par :

$$lr = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \quad (I.6)$$

Les résultats des paramètres morpho métriques sont résumés dans le tableau I.10 :

**Tableau n° I.10** : Paramètres de rectangle équivalent.

Nom du bassin	Surface (Km2)	Périmètre (Km)	Kc	Lr (Km)	lr (Km)
Sougueur	18.385	21.165	1.392	8.394	2.191

### **Interprétation**

Le bassin de Sougueur à une surface modérée avec un «  $K_c = 1.392$  » et un «  $R_f = 0.568$  », signifiant que sa forme est allongée et le temps de concentration sera long c.-à-d. l'eau de ruissèlement arrive progressivement dans la zone urbaine, leur longueur vaut quatre fois la largeur du rectangle équivalent.

### **I.2.4 Les reliefs**

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivantes :

#### **I.2.4.1 Répartition de surface et courbes hypsométriques**

Cette courbe donne la surface  $S$  (en  $\text{km}^2$  ou en % de la surface totale) où les altitudes sont supérieures à une cote  $h$  donnée, elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

Cette courbe est établie en calculant pour différentes altitudes les surfaces situées au-dessus de la courbe de niveau correspondante.

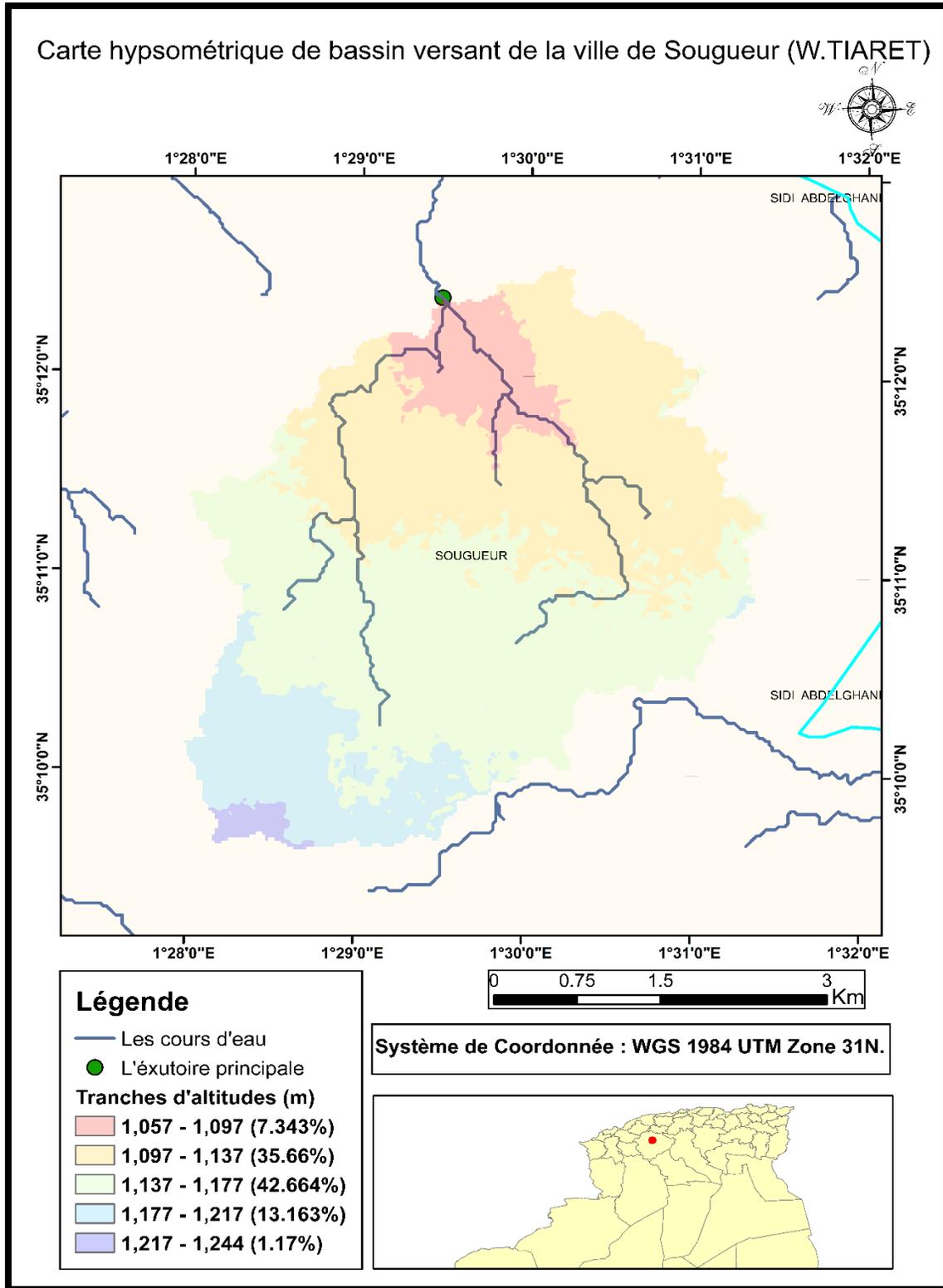
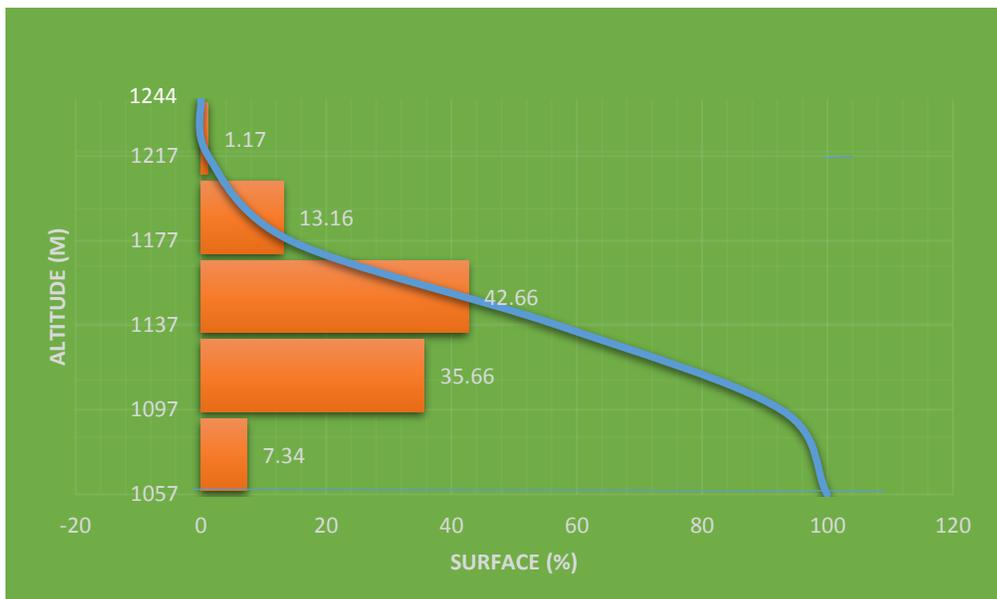


Figure I.12 : Carte hypsométrique de bassin versant d'Oued Sougueur

### Les résultats des surfaces partielles de bassin par tranche d'altitudes

**Tableau n° 1.11** : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV.

Altitude (m)	Surfaces partielles en Km <sup>2</sup>	Surfaces partielles (%)	Hi (m)	Hi * Si (Km <sup>2</sup> .m)	Surfaces cumulées (%)
1217 à 1244	0.215	1.170	1230.5	264.558	1.170
1177 à 1217	2.419	13.163	1197	2895.543	14.333
1137 à 1177	7.841	42.664	1157	9072.037	56.997
1097 à 1137	6.554	35.660	1117	7320.818	92.657
1057 à 1097	1.350	7.343	1077	1453.95	100



**Figure I.13** : Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Sougueur.

#### I.2.4.2 Les altitudes caractéristiques :

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

L'altitude médiane « H<sub>50%</sub> » est déterminée sur la courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne « H<sub>moy</sub> » est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i * H_i}{S} \quad (I.7)$$

et :

$$H_i = \frac{H_{n-1} - H_n}{2} \quad (I.8)$$

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 (Km<sup>2</sup>).

$S$  : Surface totale du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

**Tableau n° I.12** : Les altitudes caractéristiques du bassin versant d'Oued Sougueur.

Nom de bassin	Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Altitude médiane (m)	Altitude moyenne (m)
Sougueur	1244	1057	1144.118	1142.611

### I.2.4.3 Indice de pente globale « $I_g$ »

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

Il sert de base à une des classifications ORSTOM pour des bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25 km<sup>2</sup> (Laborde, 2000)

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

$$I_g = \frac{D}{Lr} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{Lr} \quad (I.9)$$

**Avec :**

$D$  : Dénivelée entre  $H_{50\%}$  et  $H_{95\%}$  (m).

$L$  : longueur du rectangle équivalent (Km).

$H_{50\%}$  et  $H_{95\%}$  : sont respectivement Les altitudes correspondantes à  $S_{50\%}$  et  $S_{95\%}$ .

**Tableau n° I.13** : Classification du relief. (In Bonnard et Gardel, 1996)

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 n° I.14** : Indice de pente global et classification.

Nom de bassin	H <sub>5%</sub> (m)	H <sub>95%</sub> (m)	H <sub>5%</sub> - H <sub>95%</sub>	L <sub>r</sub> (m)	I <sub>g</sub> (m/m)	Classification
Sougueur	1204.054	1095.950	108.104	8394	0.00129	Relief très faible

**I.2.4.4 Dénivelée spécifique « D<sub>s</sub> » :**

L'indice I<sub>g</sub> décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes.

La dénivelée spécifique « D<sub>s</sub> » ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale I<sub>g</sub> en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à  $\sqrt{S}$ .

$$D_s = I_g * \sqrt{L_r * l_r} = D * \sqrt{\frac{l_r}{L_r}} \quad (I.10)$$

**Avec :**

D : dénivelée entre H<sub>50%</sub> et H<sub>95%</sub> (m).

l<sub>r</sub> : largeur du rectangle équivalent (Km).

L<sub>r</sub> : longueur du rectangle équivalent (Km).

La dénivelée spécifique ne dépend donc que de l'hypsométrie (D = H<sub>50%</sub> et H<sub>95%</sub>) 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 n° I.15** : Classification du relief. (LABORDE, 2000)

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 n° I.16** : Dénivelée spécifique.

Le bassin	H <sub>5%</sub> (m)	H <sub>95%</sub> (m)	D (m)	L <sub>r</sub> (Km)	I <sub>r</sub> (Km)	Ds (m)	Classification
Sougueur	1204.054	1095.950	108.104	8.394	2.191	5.523	Relief très faible

#### I.2.4.5 Indice de pente moyenne du bassin versant « I<sub>m</sub> »

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante, elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T<sub>c</sub>) et elle influence directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

Elle est donnée par :

$$I_m = \frac{\Delta H}{L_r} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r} \quad (I.11)$$

**Avec :**

H<sub>max</sub> : altitude maximale (m).

H<sub>min</sub> : altitude minimale (m).

ΔH : La plus grande dénivelée (m).

$L_r$  : la longueur du rectangle équivalent (m).

**Tableau n° I.17 : Indice de Pente moyenne du bassin versant.**

Bassin	Hmax (m)	Hmin (m)	$\Delta H$ (m)	$L_r$ (m)	$I_m$ (%)
Sougueur	1244	1057	187	8394	2.228

#### I.2.4.6 Indice de pente de ROCHE « $I_p$ »

Cet indice caractérise la pente globale du bassin versant, elle est définie par :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (\text{I.12})$$

Avec :

$L_r$  : Longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

$S_i$  : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i-1}$  (m).

Par ailleurs, cet indice simple  $I_p$  est étroitement corrélé avec l'indice de pente de ROCHE par :

$$I_p = \frac{1}{0.8} \sqrt{I_g} \quad (\text{I.13})$$

Avec :

$I_g$  : Indice de pente globale.

**Tableau n° I.18 : Indice de Pente de ROCHE.**

Bassin	$I_g$	$I_p$
Sougueur	0.00129	0.045

#### I.2.4.7 Reliefs ratios

Les Anglo-Saxons utilisent d'autres indices de pente  $I_{as}$  que nous ne citerons que pour confirmer les résultats, elle est donnée par :

$$I_{as} = \frac{\Delta H}{L_{cp}} \quad (\text{I.14})$$

Avec :

$\Delta H$  : La plus grande dénivelée (m).

$L_{cp}$  : la longueur du plus grand thalweg (m).

**Tableau n° I.19** : Indice de Relief du bassin versant.

Bassin	H <sub>max</sub> (m)	H <sub>min</sub> (m)	$\Delta H$ (m)	L <sub>cp</sub> (m)	$I_{as}$ (%)
Sougueur	1244	1057	187	5560.402	3.363

### Interprétation

Après le calcul des différentes paramètres et indices de relief, on va constater que le relief de bassin versant d'Oued Sougueur est très faible et on peut vérifier ce résultat facilement

Lorsque on met un coup d'œil sur la carte de relief suivante, on remarque que le relief de notre bassin versant est peu accidenté, presque il est plat surtout par rapport à les zones qui situées à l'ouest et au nord de notre bassin versant.

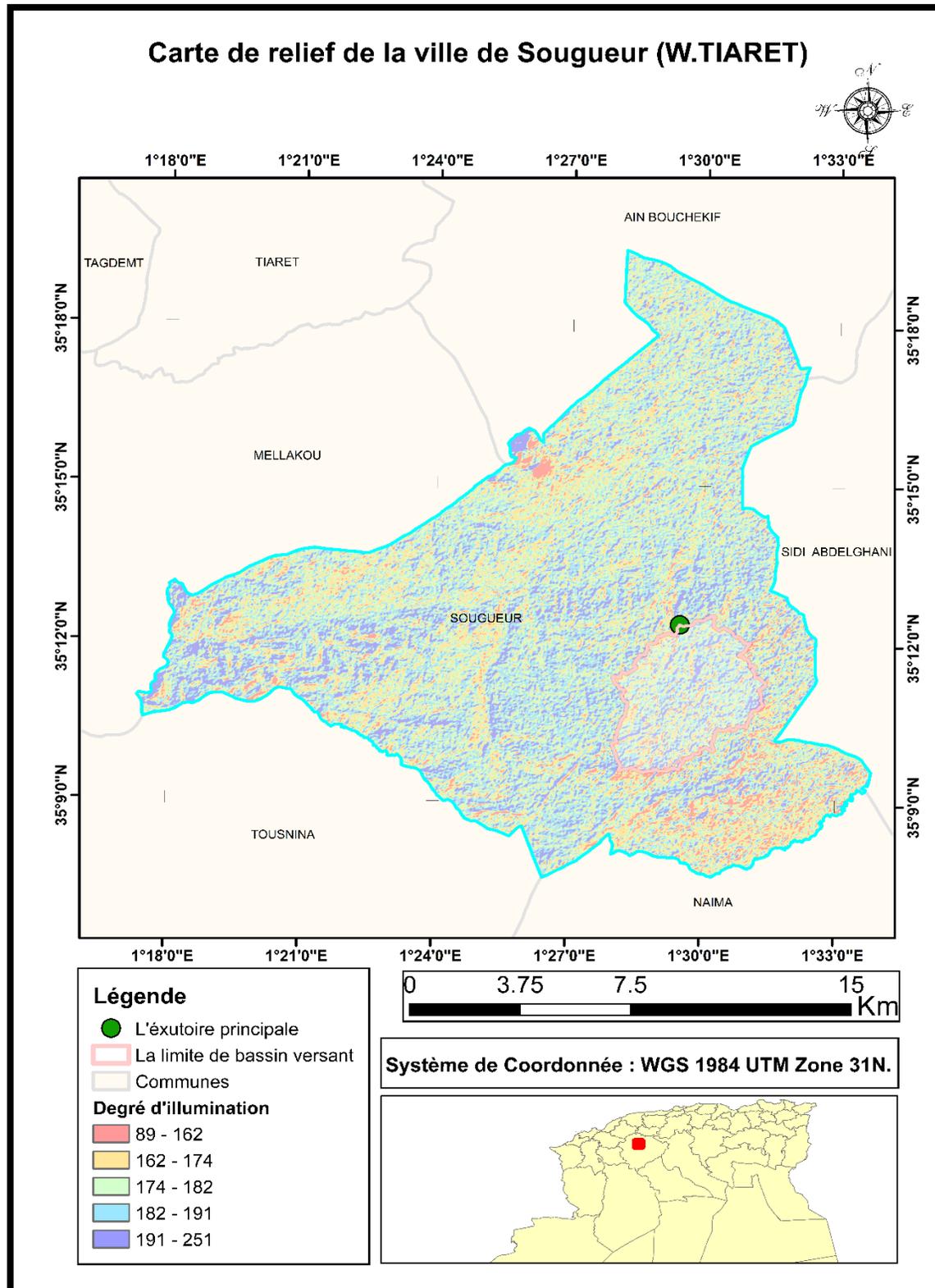


Figure I.14 : Carte de relief de la ville de Sougueur

### **I.2.5 Caractéristiques du réseau hydrographique**

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant.

Le réseau hydrographique peut se caractériser par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long.

#### **I.2.5.1 Hiérarchisation du réseau**

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro fonction de son importance. Parmi toutes ces classifications, nous adapterons celle de R.E. Horton.

La classification d'Horton (1945) est vraisemblablement la plus célèbre en hydrologie. Elle consiste à envisager le déploiement du réseau de l'amont vers l'aval. La numérotation ici choisie est celle de Schumm (1956) et de Strahler (1954a ; 1954b ; 1957) : chacune des sources est numérotée 1, puis chaque fois qu'un drain de même ordre conflue, on passe au numéro supérieur (Forriez *et al*, 2009)

.

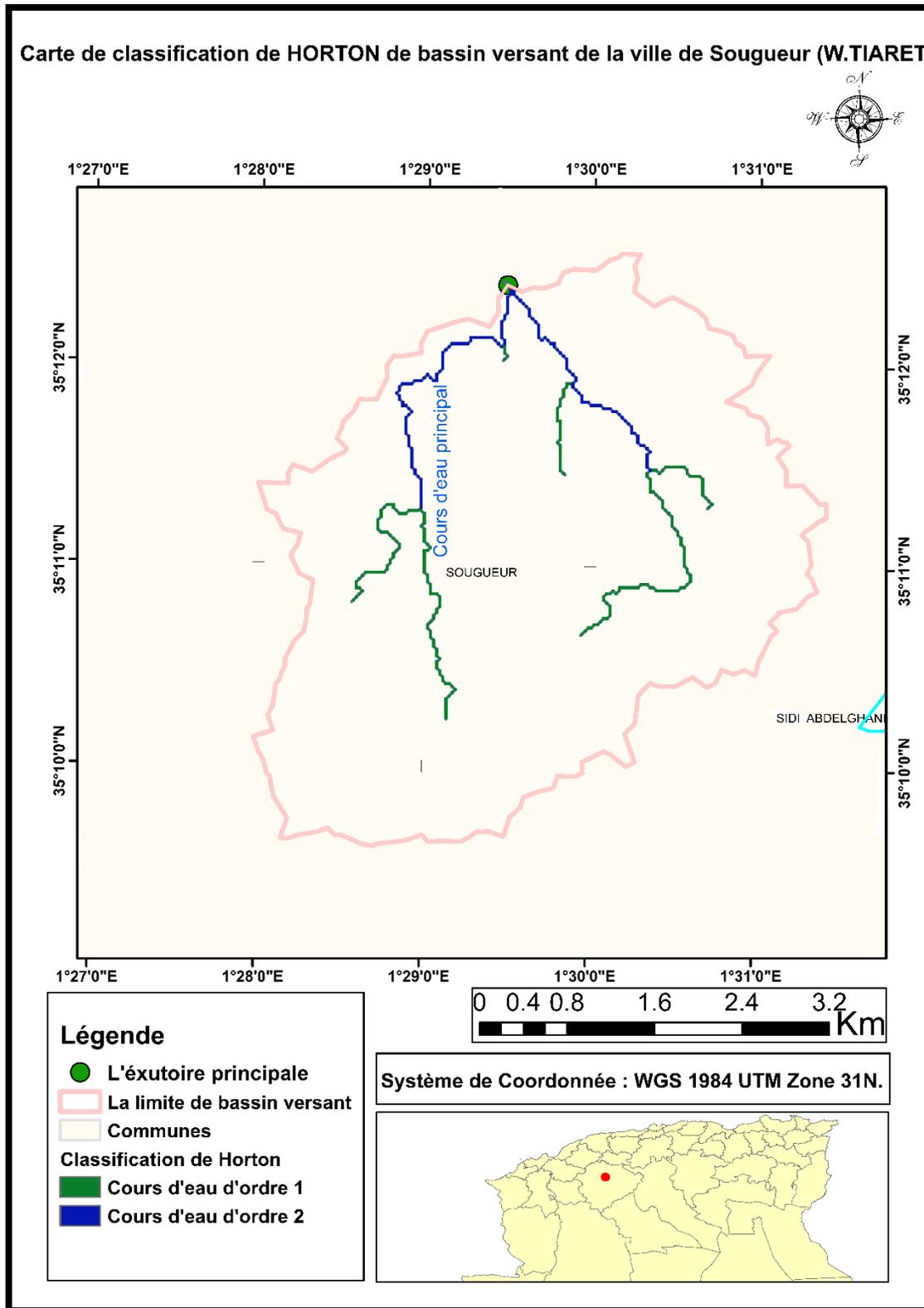


Figure I.15 : Carte de classification d'Horton de bassin versant d'Oued Sougueur

### I.2.5.2 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.

Elle est exprimée en (Km/ Km<sup>2</sup>), à l'aide de la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum L_i}{S} \quad (I.15)$$

Avec :

$Dd$  : densité de drainage [km/km<sup>2</sup>].

$L_i$  : longueur de cours d'eau [km].

$S$  : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>].

**Tableau n° I.20** : Densité de drainage.

Nom de bassin	$\sum L_i$ (Km)	S (Km <sup>2</sup> )	Dd (Km/Km <sup>2</sup> )
Sougueur	14.399	18.385	0.783

### I.2.5.3 Pente moyenne du 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.

$$I_{cp} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (I.16)$$

Avec :

$I_{cp}$  : pente moyenne du cours d'eau principale [m/m].

$\Delta H$  : dénivellation entre deux points suffisamment distants [m].

$\Delta L$  : Distance entre ces deux points [m].

**Tableau n° I.21** : Pente moyenne du cours d'eau principale.

Nom de bassin	$\Delta H$ (m)	$\Delta H$ (Km)	$\Delta L$ (Km)	$I_{cp}$ (%)
Sougueur	1162 – 1057	0.105	4.035	2.602

### I.2.5.4 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 des 3 formules empiriques suivantes :

**Tableau n° I.22 : Temps de concentration.**

Auteurs	Formules	Unités	Temps de concentration en minutes.
Ventura	$76.3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp}.100}}$	S en km <sup>2</sup> , I <sub>cp</sub> en m/m.	21
U.S.Corps	$16.682 * \left( L_{cp} \times \frac{I_{cp}^{0.25}}{1000} \right)^{0.387}$	I <sub>cp</sub> en m/m, L <sub>cp</sub> en m	30
Espagnole	$18 * \frac{(L_{cp}/1000)^{0.77}}{I_{cp}^{-0.1925}}$	I <sub>cp</sub> en m/m, L <sub>cp</sub> en m	34

**Avec :**

S : La surface du bassin versant.

L<sub>cp</sub> : La longueur du talweg principale.

I<sub>cp</sub> : pente moyenne du cours d'eau principale.

#### Comparaison

On remarque que les résultats sont très proches, mais on opte pour les valeurs données par la formule des Ingénieurs de l'Armée Américaine : U.S. Corps of Engineering, à cause de l'efficacité et la pertinence de cette formule et vu le contexte dans laquelle a été élaborée.

### I.2.5.5 Vitesse moyenne de ruissellement

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

$$V_R = \frac{L_c}{T_c} \quad (I. 17)$$

**Avec :**

$L_{cp}$  : Longueur de talweg principal en [Km].

$T_c$  : temps de concentration en [heure].

**Tableau n° I.23 :** Vitesse de ruissellement.

bassin	$L_{cp}$ (Km)	$T_c$ (heure)	$V_R$ (Km/h)
Sougueur	5.560	0.50	11.120

**Tableau n° I.24 :** Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques de bassin versant d'Oued Sougueur.

Caractéristiques		Bassin de Sougueur
<b>1-Morphométrie</b>		
Surface	(Km <sup>2</sup> )	18.385
Périmètre	(Km)	21.165
Rectangle équivalent	Longueur (Km)	8.394
	Largeur (Km)	2.191
L'indice de compacité de Gravelius « $K_c$ »		1.392
Le facteur de forme « $R_f$ »		0.568
<b>2-Les reliefs</b>		
Les altitudes caractéristiques		
Altitude maximale	(m)	1244
Altitude minimale	(m)	1057
Altitude moyenne	(m)	1142.611
Altitude médiane	(m)	1144.118
Altitude 5%	(m)	1204.054
Altitude 95%	(m)	1095.950
Les indices		
Indice de pente globale	(%)	0.129
Dénivelé spécifique	(m)	5.523
Indice de pente de Roche	(%)	4.500
Reliefs ratios	(%)	3.363
<b>3-Le réseau hydrographique</b>		
Densité de drainage	(km /km <sup>2</sup> )	0.783
Pente moyenne du cours d'eau	(%)	2.602
Longueur du cours d'eau principal	(km)	5.560
Temps de concentration	(h)	0.500
Vitesse moyenne de ruissellement	(km /h)	11.120

**Conclusion**

Après avoir bien analysé et interprété les différents paramètres, dont chacun a un rôle direct sur la transformation de la pluie nette en écoulement et la manifestation de celui-ci dans le bassin versant, alors la synthèse finale sera ainsi :

Le bassin versant d'Oued Sougueur caractérisé par une surface modérée englobe toute la ville de Sougueur.

La crue est caractérisée par des vitesses élevées en amont voire la pente du cours d'eau et surtout le temps de concentration qui est dans l'ordre de 30 minutes. Selon ces paramètres on constate que les eaux de la crue s'accumulent très rapidement dans la zone et la capacité du cours d'eau sera dépassée ce qui donnera lieu à des débordements des eaux avec un débit important qui sera drainé en aval.

# **Chapitre II : Etude géologique et géotechnique**

## CHAPITRE II

### ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

#### Introduction

Les études géologiques et géotechnique sont des stades très importants dans la conception des aménagements des cours d'eau, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs compagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits dans la zone d'étude et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituent le relief. Ces derniers doivent répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité de l'oued aménagé.
- L'étanchéité et la stabilité de la zone d'étude.
- L'existence des matériaux nécessaires dans l'aménagement.

#### II.1 Géologie de la région d'étude

La région de la wilaya de Tiaret, se caractérise par des formes géomorphologiques variées correspondant à des facies géologiques différents.

Le massif de Guezoul au Nord est constitué par une formation de miocène a alternance de couches gréseuses dominantes. Les grés (stratifiés ou massifs) sont plus au moins désagrégés au sommet et compactes sur les versants, les argiles sont finement stratifiées et très altérées en surface.

Les alluvions recouvrant les roches en place se composent de limons fins sablonneux parfois argileux d'une épaisseur variable de (3 à 5 m) au bas des versants et peu profonds sur le sommet (1 à 1,5 m).

Ces dépôts sont de formation récente ; ils proviennent de la désagrégation de la roche mère. Les dépôts alluviaux sont composés de divers éléments (sable, galets, cailloutis ...) de taille grossière. L'épaisseur de ces dépôts d'apport varie en fonction de la topographie du terrain.

En inclinaison vers le sud-est, le plateau de Tiaret se caractérise par une série de petites collines intercalées de vallées peu profondes. Il est constitué par des calcaires et des marnes du pliocène. Les affleurements de calcaires sont très étendus. Ce sont des calcaires gréseux donnant au relief des formes assez anguleuses et diaclases.

Les marnes peu résistantes n'affleurent que par endroit. On les trouve surtout en accumulation dans les dépressions et au fond des anciennes vallées. Les marnes quant à elles, donnent au paysage un aspect mou et vallonné. Les dépôts alluviaux (cailloux, sables grossiers, galet ...) sont très importants au bas des versants, on les trouve principalement en abondance dans la zone sud de contact avec le massif de Guezoul et dans la partie orientale de la commune.

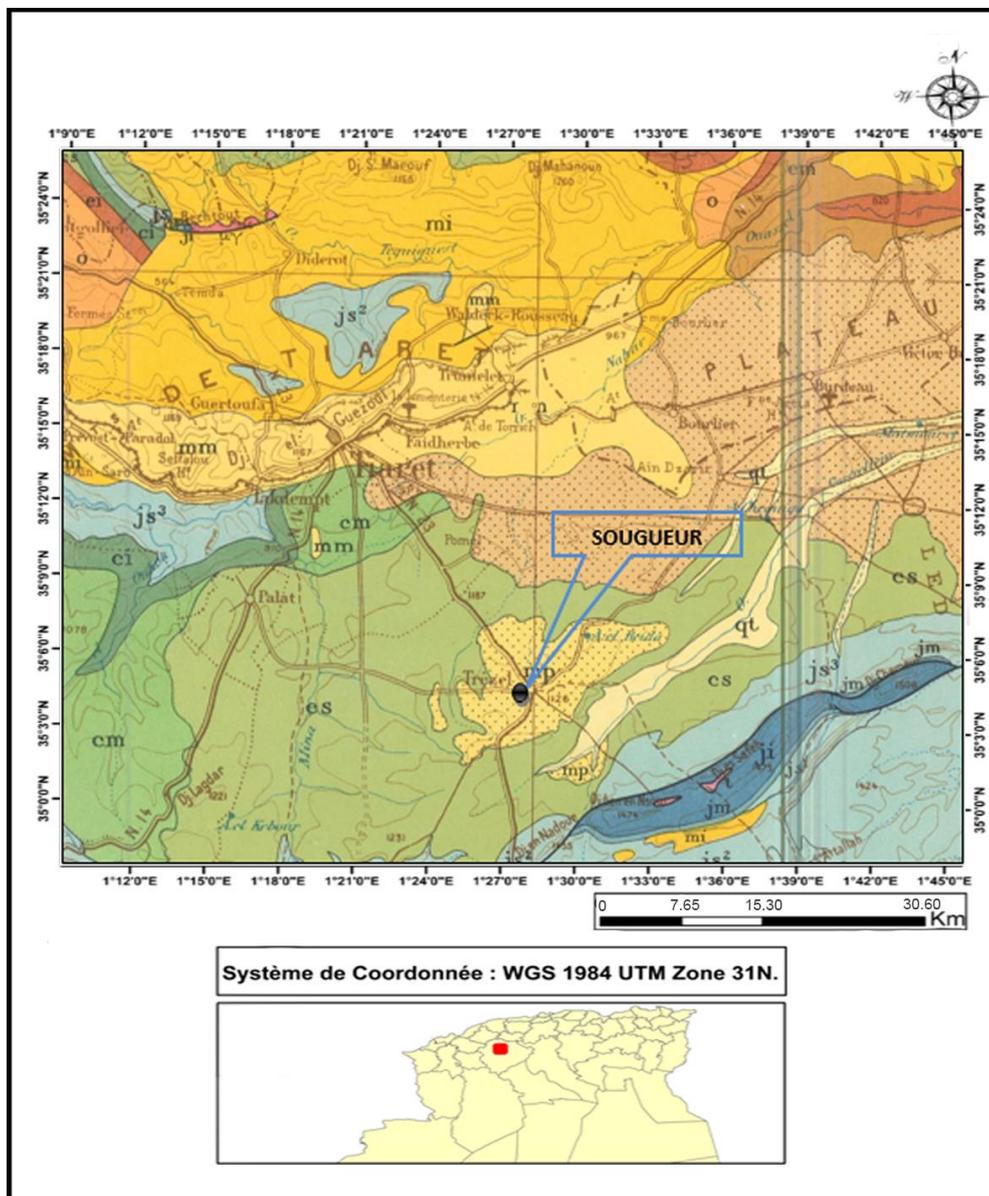
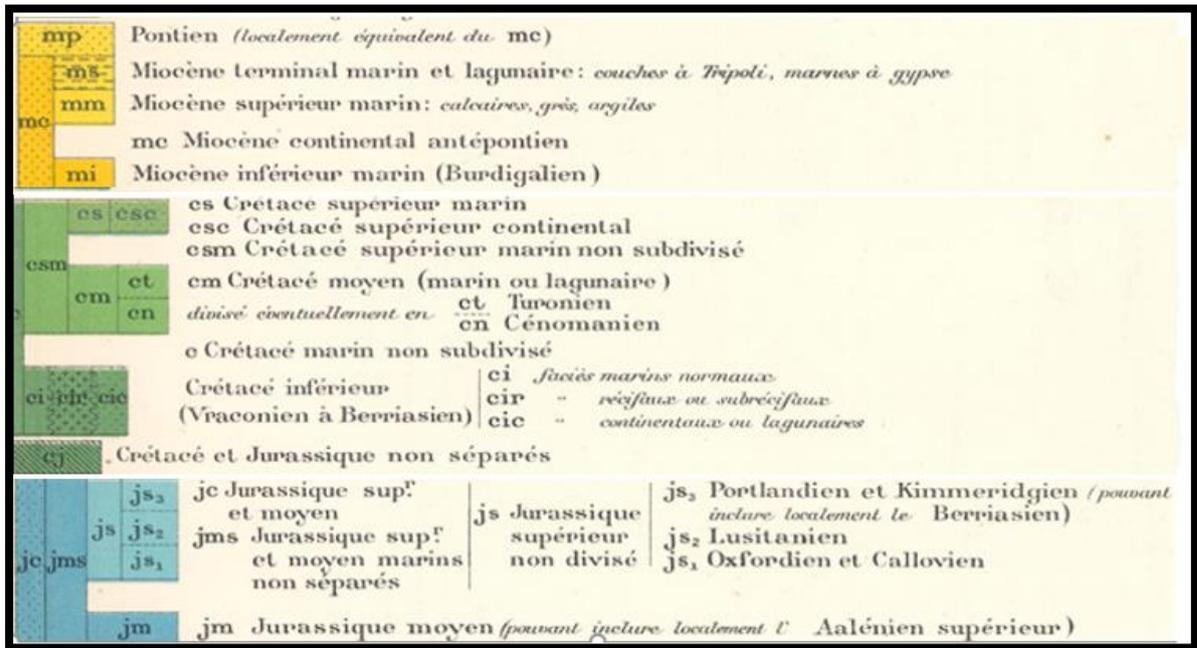


Figure II.1 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude.

Légende



II.2 Sismicité de la région d'étude

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individus et aux collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour plusieurs d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chleff dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages...) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épiscopale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, biens économiques et sociaux...).

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenu dans le règlement R.P.A.1999 version 2003 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone notée « A » est donné par R.P.A 99 version 2003 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de SHAH et al. En 1975 ; c'est une méthode probabilistique basée sur des cartes d'isoaccélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « Dommage » A déterminer avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 années respectivement).

- **Zone 0 : sismicité négligeable**
- **Zone 1 : sismicité faible**
- **Zone 2 : sismicité moyenne**
- **Zone 3 : sismicité élevée.**

Le site de l'aménagement de la Commune de Sougueur, Wilaya de Tiaret est situé dans la zone « I » (zone caractérisée par une faible intensité sismique d'après R.P.A).

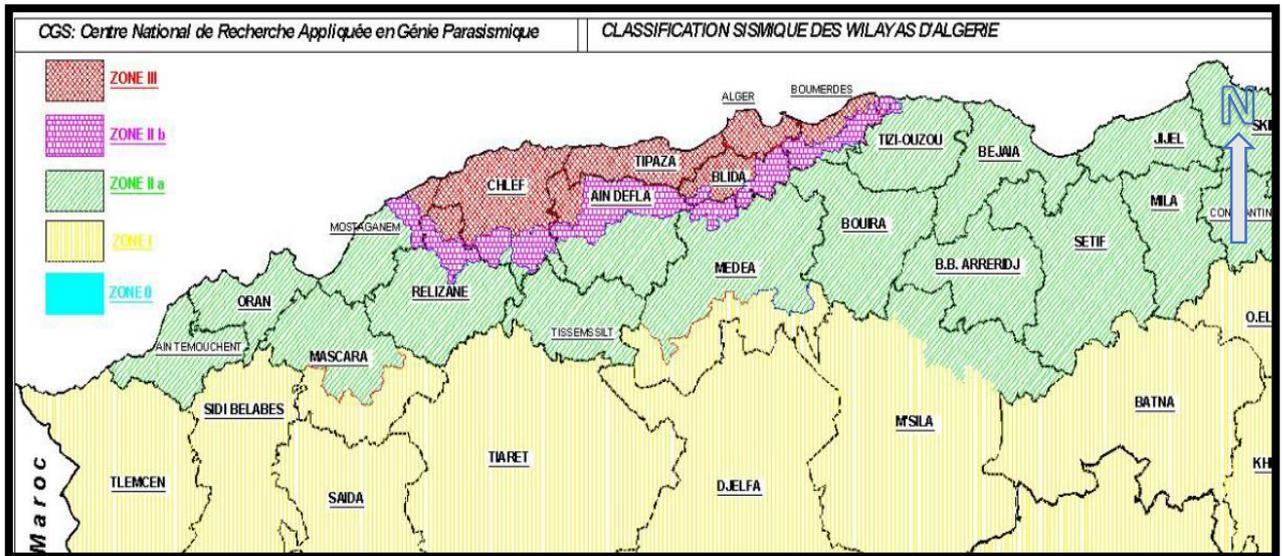


Figure II.3 : Carte de micro zonage sismique du territoire national RPA99 version 2003.

### II.3 Lithologie de la cuvette

Elle est basée sur les observations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette et la description lithologique des faciès rencontrés par l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette).

La morphologie de la vallée étant variée, le levé géologique a été effectué au 1/50000 (cf. carte géologique du site).

L'aménagement est représenté sur une zone présentée par des couches de Pontien (localement équivalent de miocène), a alternance de couches gréseuses dominantes.

Les marnes peu résistantes n'affleurent que par endroit, on les trouve surtout en accumulation dans les dépressions et au fond des anciennes vallées, les dépôts alluviaux (cailloux, sables grossiers, galet ...) sont très importants au bas des versants. On y note la présence importante de blocs de nature calcaire gréseux.

### II.3.1 Hydrogéologie de la cuvette

#### 1. Perméabilité

Les alluvions récentes et actuelles sont constituées de blocs, de galets, graviers sont perméables. Ces matériaux quaternaires constituent le terrain de couverture du bed-rock gréseux au niveau de la zone d'étude, tandis qu'à quelques mètres en amont de ce dernier, ces alluvions masquent les marnes bleuâtres constituant le substratum de la cuvette.

Les formations sableuses affleurant sur les versants de la cuvette sont perméables. La perméabilité des grès constituant le substratum de la zone est fonction de leur degré de fissuration.

Les argiles et les marnes qui s'alternent avec les formations gréseuses et sableuses constituent un tapis étanche pour les infiltrations d'eau.

#### 2. Étanchéité

La matrice à prédominance argilo – marneuse de la zone d'étude en assure l'étanchéité ceci est attesté par la présence dans les fosses, creusées par les paysans, qui contiennent de l'eau sur quelques centimètres.

### II.4 Analyse lithologique de la zone d'étude

#### 1. Perméabilité

Les marnes constituant les versants de la zone d'étude sont pratiquement imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de ( $10^{-6}$  à  $10^{-8}$  cm/s).

Les sables et les grès qui se trouvent en intercalation avec les marnes sont perméables. Leurs perméabilités sont de l'ordre de ( $10^{-3}$  à  $10^{-5}$  cm/s).

La couche alluvionnaire constituée de sables, graviers, galets, blocs, limons et d'argiles comblant le fond de la vallée est perméable (K est de l'ordre de  $10^{-1}$  à  $10^{-3}$ ) m/s.

## 2. Etanchéité

La présence des formations géologiques perméables telles que les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, les grès constituant le substratum de la zone d'étude et les sables constituant les versants de cette dernière.

## Conclusion

Les données géologiques et hydrogéologiques évoquées ci-dessus nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de l'aménagement est assurée par les formations marneuses du miocène qui couvrent entièrement le site de la zone d'étude.

Il nous faut enfin signaler l'absence du gypse aussi bien à l'amont de l'aménagement que dans les matériaux de construction (qui se trouvent dans la cuvette). De ce fait, aucune recommandation ne nous paraît nécessaire quant aux réalisations des ouvrages en béton ou béton armé.

Sous réserve de l'application stricte des recommandations suscitées, les conditions géologiques et hydrogéologiques du site étudié sont favorables pour la réalisation d'un aménagement pour l'oued de la commune de Sougueur wilaya de Tiaret.

## II.5 Etude géotechnique

### II.5.1 Prospection géotechnique de terrain

La campagne de reconnaissance géotechnique a consisté à :

- ❖ Réaliser de fouilles d'une profondeur moyenne de trois (3,0 m) mètres, en différentes zones de l'aménagement.
- ❖ Décrire visuellement (parfois avec prise de photo) et prélever à différents niveaux des échantillons pour l'analyse géotechnique le but étant la détermination de la structure géo - mécanique des terrains d'assise et de la fondation de l'aménagement.

## II.5.2 Prospection géotechnique de laboratoire

### II.5.2.1 Nombre des essais

#### ➤ Essais physiques d'identification et de classification

1. Teneur en eau naturelle (**W<sub>n</sub>**)..... 03 essais
2. Poids volumique sec (**γ<sub>a</sub>**)..... 03 essais
3. Degré de saturation (**S<sub>r</sub>**)..... 03 essais
4. Limite de liquidité (**WL**)..... 03 essais
5. Indice de plasticité (**I<sub>p</sub>**).....03 essais
6. Granulométrie et Sédimentométrie.....03 essais

#### ➤ Compressibilité à l'odomètre

1. Coefficient de tassement
2. Coefficient de gonflement
3. Pression de pré consolidation

#### ➤ Consolidation à l'odomètre

1. Coefficient de consolidation (C<sub>v</sub>)

#### ➤ Cisaillement rectiligne à la boîte UU

1. Cohésion (C<sub>cu</sub>)
2. Angle de frottement (φ<sub>cu</sub>).

#### ➤ Compactage selon Proctor normal

1. Teneur en eau optimale (W<sub>opt</sub>)
2. Densité sèche maximale (γ<sub>dmax</sub>)
3. Densité sèche maximale (γ<sub>dmax</sub> 95%).

### II.5.2.2 Mode opératoire des essais

- **Essais physiques d'identification et de classification** : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale (normes Afnor).
- **Essais de cisaillement rectiligne** : ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/min.

- **Essais de compactage** : Effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal

(Pression constante).

- **La perméabilité a été calculée à partir de l'essai œdométrique.**

### II.5.3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

#### II.5.3.1 Sur le Substratum

Cette formation a été détectée au niveau du lit d'oued par le puits SP2 sous une faible couche des alluvions constituée de matériaux grossiers de cailloux, graviers, sables et peu d'argiles et limons ; ce matériau se caractérise par les propriétés suivantes :

Leurs propriétés géotechniques sont les suivantes :

- Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ ) .....2,66 t/m<sup>3</sup>.
- Perméabilité (K).....0,009.10-7 à 0,260.10-7 cm/s.
- Résistance à la compression simple (Rc) .....0,20 à 0,70 bars.
- Capacité portante (Rdt)..... 1,285 à 3,804 bars.
- Cohésion effective (C'). ..... 0,06 à 0,15 bars.
- Angle de frottement effectif ( $\varphi'$ ) ..... 16° à 18°.
- Coefficients de Poisson ( $\nu$ ) ..... 0,5.
- Module de déformation (E') ..... .8,74 bars à 11,33 bars.
- Indice de consistance (IC).....1,35 à 1,65.

#### II.5.3.2 Sur la fondation de l'ouvrage

Ces matériaux constituent la fondation de l'ouvrage, ont les propriétés suivantes :

- Essais physiques d'identification
- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )..... 7,66 à 16,44 %.
- Poids volumique sec ( $\gamma_d$ ) .....1,68 à 1,86 t/m<sup>3</sup>.
- Degré de saturation (Sr).....47,78 à 75,96 %.
- Poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ ) ..... 2,66 t/m<sup>3</sup>.
- Poids volumique humide ( $\gamma_h$ ) .....1,55 à 1,66 t/m<sup>3</sup>.

- Poids volumique saturé ( $\gamma_{\text{sat}}$ ) ..... 2,05 à 2,16 t/m<sup>3</sup>.
- Indice des vides (e) ..... 42 à 58 %.
- Porosité (n) ..... 30 à 37 %.

**Tableau n° II.1 : Tableau Récapitulatif des matériaux de la fondation de l'ouvrage.**

Ech	W (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	S (%)	n (%)	e (%)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{sat}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )
ROLE1	15,4	1,68	70,23	37	58	2,66	2,05	1,55
ROLE2	7,66	1,86	47,78	30	42	2,65	2,16	1,66
ROLE3	16,44	1,69	75,96	37	58	2,66	2,06	1,58
Moyenne	13	1,74	65	34	53	2,66	2,09	1,66

### ➤ Essais mécaniques

#### Perméabilité

- Perméabilité (K).....10<sup>-7</sup> à 10<sup>-8</sup> cm/s

#### Cisaillement rectiligne à la boîte type UU

- Cohésion (Cu) .....0,26 bar à 0,58 bar
- Angle de frottement (eu).....7° à 27°
- Cohésion (C') ..... 0,06 à 0,15 bar
- Angle de frottement ( $\phi'$ ) .....16° à 18°

#### Compactage selon Proctor normal

- Valeur moyenne de la teneur en eau optimale ( $W_{\text{opt}}$ ).....19,07 %
- Valeur moyenne de la densité sèche maximale  $\gamma_d$  (max).....1,53 t/m<sup>3</sup>
- Valeur moyenne de la densité sèche maximale ( $\gamma_d$  (max .95%)).....1,45 t/m<sup>3</sup>

#### Compactage selon Proctor modifié

- Teneur en eau maximale( $W_{\text{opt}}$ ).....08,70 - 11,10 %
- Densité sèche optimale ( $\gamma_{\text{dmax}}$ ).....1,89 - 2,00 t/m<sup>3</sup>
- Valeur moyenne de la densité sèche optimale ( $\gamma_d$  max.95%).....1,05 t/m<sup>3</sup>

**Analyse chimique sommaire du sol**

- Teneur en Insolubles.....81,60 % - 85,60 %
- Teneur en carbonate( $\text{CaCO}_3$ ) .....03,15 % -15,75 %
- Teneur en gypses ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) .....traces - 9.95 %

**Essais physiques d'identification et de classification**

- Limite de liquidité (WL)..... 58,47 à 63,536 % (moyenne : 60,82 %).
- Limite de plasticité ( $W_p$ ).....26,98 à 28,73 % moyenne : 28,04 %)
- Indice de plasticité ( $I_p$ )..... 31,46 à 34,806 % (moyenne : 32,78 %)
- Teneur en eau à la saturation ( $W_{sat}$ ) .....15,97 à 21,92 % (moyenne 19,86%)
- Indice de consistance ( $I_c$ ) .....1,35 à 1,65 (moyenne 1,46)

**Conclusion**

Après l'analyse de toutes les données géotechniques à partir des essais in situ et au laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site du présent aménagement (substratum et fondation de l'ouvrage), on peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un aménagement d'Oued Sougueur, Wilaya de Tiaret.

# **Chapitre III : Etude hydrologique**

## Chapitre III

### ETUDE HYDROLOGIQUE

#### Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie l'eau sous ses aspects quantitatif et qualitatif durant les différentes phases de son cycle dans la nature. Cette science joue un rôle primordial dans les sciences d'ingénieurs en particulière, dont le gestionnaire et le projecteur doivent faire appel à ses modèles mathématiques pour prévoir ou prédire les différents phénomènes hydrologiques dans le but de gérer les ressources hydrique (hydrologie déterministe) et faire la conception des ouvrages hydrauliques (hydrologie statistique).

Dans l'étape de conception de l'ouvrage, le dimensionnement doit être fait en fonction des apports pour toute la durée de vie utile des ouvrages, durée qui peut atteindre, voire dépasser, cent ans. Les données météorologiques n'étant pas connues pour cet horizon, on doit les prédire en utilisant une méthode purement statistique, nommée l'analyse fréquentielle.

#### III.1 Précipitations

##### III.1.1 Echelle spatio-temporelle de l'étude hydrologique

En hydrologie, l'un des critères essentiels est certainement l'échelle spatio-temporelle. Dans notre étude, l'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans la station de Sougueur. Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage ou l'agglomération.

**Tableau n° III.1 : Pluies maximales journalières [1970-2013] de la Station de Sougueur.**  
(Source ANRH, Alger)

Années	Pmax.j (mm)	Années	Pmax.j (mm)	Années	Pmax.j (mm)	Années	Pmax.j (mm)
1970	19.5	1981	42.1	1993	14.2	2003	25.9
1972	38.7	1982	24.6	1995	44.0	2004	32.5
1973	19.6	1983	21.5	1996	30.6	2005	71.4
1974	25.7	1984	19.3	1997	31.5	2006	20.1
1975	24.1	1985	57.3	1998	20.6	2007	26.1
1976	22.9	1986	17.7	1999	29.9	2008	29.4
1978	32.3	1987	20.8	2000	19.9	2009	67.5
1979	25.2	1989	21.2	2001	16.4	2011	42.6
1980	48.0	1991	25.2	2002	35.1	2013	65.4

Les caractéristiques de la série sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.2 : Caractéristiques de la série des Pluies maximales journalières [1970-2013] de la Station de Sougueur.**

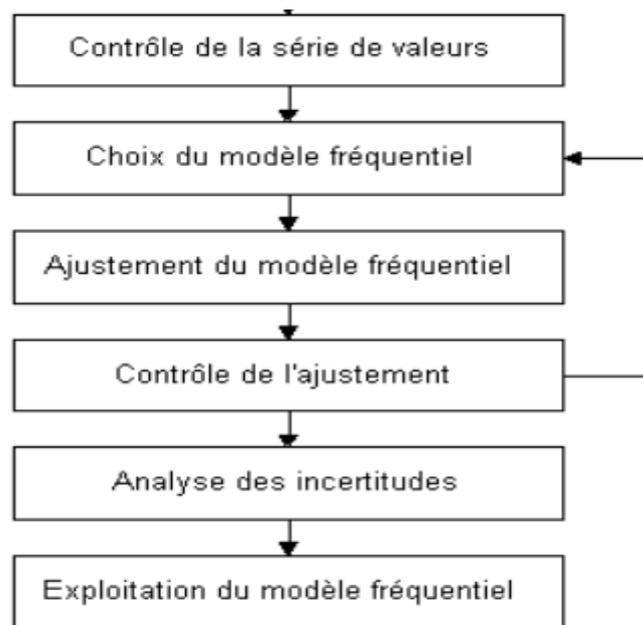
Nombre d'observations	36
Minimum	14,2
Maximum	71,4
Moyenne	31,4
Variance	219,04
Ecart-type	14,8
Médiane	25,8
Coefficient de variation (Cv)	0,471
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,43
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3,80

### III.1.2 Définition et démarche de l'analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future.

Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée.

Ses diverses étapes peuvent être schématisées très simplement selon le diagramme suivant :



**Figure III.1** : Démarche de l'analyse fréquentielle.

### III.1.3 Contrôle de la série des valeurs

Il est important, avant d'utiliser des séries de données, de se préoccuper de leur qualité et de leur représentativité, dans ce contexte s'inscrit l'étude de l'homogénéisation et de stationnarité, afin d'éliminer toute doute de présence d'une rupture ou tendance au sein de la série concernée, dans le cas contraire on doit procéder à la correction avec des méthodes bien appropriées.

### III.1.4 Vérification de l'homogénéisation de la série

Pour éviter l'utilisation d'une information fautive dans le dimensionnement des ouvrages, on doit s'assurer que notre série est dépourvue des ruptures artificielles. Pour confirmer ou rejeter cette hypothèse on fait appel au test de la médiane.

Ce dernier permet de vérifier si la série de données est homogène ou non, dont la démarche est la suivante :

- 1- Classer la série par ordre croissant.
- 2- La médiane  $M$  est une constante de telle sorte que 50% des  $x_i$  lui soient inférieure et 50% des  $x_i$  lui soient supérieure.
- 3- Remplacer la série non classée par une suite de signe :

(+) pour les  $x_i > M$

(-) pour les  $x_i < M$

**Tableau n° III.3** : Calcul des paramètres du test de la médiane.

Année	P <sub>jmax</sub>	Rang	Classement	Signe	Année	P <sub>jmax</sub>	Rang	Classement	Signe
1970	19,5	1	14,2	-19,5	1993	14,2	19	25,9	<b>-14,2</b>
1972	38,7	2	16,4	38,7	1995	44,0	20	26,1	44
1973	19,6	3	17,7	-19,6	1996	30,6	21	29,4	30,6
1974	25,7	4	19,3	-25,7	1997	31,5	22	29,9	31,5
1975	24,1	5	19,5	-24,1	1998	20,6	23	30,6	-20,6
1976	22,9	6	19,6	-22,9	1999	29,9	24	31,5	29,9
1978	32,3	7	19,9	32,3	2000	19,9	25	32,3	-19,9
1979	25,2	8	20,1	-25,2	2001	16,4	26	32,5	-16,4
1980	48,0	9	20,6	48	2002	35,1	27	35,1	35,1
1981	42,1	10	20,8	42,1	2003	25,9	28	38,7	25,9
1982	24,6	11	21,2	-24,6	2004	32,5	29	42,1	32,5
1983	21,5	12	21,5	-21,5	2005	71,4	30	42,6	71,4
1984	19,3	13	22,9	-19,3	2006	20,1	31	44	-20,1
1985	57,3	14	24,1	57,3	2007	26,1	32	48	<b>26,1</b>
1986	17,7	15	24,6	<b>-17,7</b>	2008	29,4	33	57,3	<b>29,4</b>
1987	20,8	16	25,2	<b>-20,8</b>	2009	67,5	34	65,4	<b>67,5</b>
1989	21,2	17	25,2	<b>-21,2</b>	2011	42,6	35	67,5	<b>42,6</b>
1991	25,2	18	25,7	<b>-25,2</b>	2013	65,4	36	71,4	<b>65,4</b>

4- Calculons les quantités N<sub>s</sub> et T<sub>s</sub> avec :

N<sub>s</sub> : nombre total de série (+) ou (-)

T<sub>s</sub> : nombre de la plus grande série de (+) ou (-) successive

- ✓ N<sub>s</sub> suit approximativement une loi normale de moyenne  $(\frac{N+2}{N})$  et de variance  $[\frac{1}{4}*(N-1)]$
- ✓ T<sub>s</sub> suit une loi binomiale.

Pour un seuil de signification comprise entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1}) \quad (\text{III. 1})$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \quad (\text{III. 2})$$

**Tableau n° III.4** : Résultats de test de la médiane.

Ns	16
Ts	5
$\frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$	12.539
$3.3(\log_{10}N + 1)$	8.436
Condition II.1	$16 > 12.539$ (vérifiée)
Condition II.2	$5 < 8.436$ (vérifiée)

### Commentaire

Les conditions de test sont vérifiées, l'hypothèse  $H_0$  dite « la série de données est homogène » est validée, ainsi on conclut que notre série de données est homogène au seuil de signification  $1-\alpha$ .

### III.1.5 Choix du modèle fréquentiel

La validité des résultats d'une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel et plus particulièrement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infaillible.

Pour bien sélectionner le modèle adéquat, on entame la démarche de choix par des considérations théoriques à savoir :

- En hydrologie fréquentielle des valeurs extrêmes, les distributions ne sont cependant pas symétriques, ce qui constitue un obstacle à l'utilisation de la loi normale.
- Plus le nombre de paramètres d'une loi est grand, plus l'incertitude dans l'estimation est importante. Pratiquement il est par conséquent préférable d'éviter l'utilisation de lois à trois paramètres ou plus.
- La comparaison de la queue de la distribution expérimentale, avec un graphe qui donne la distribution théorique des différentes lois utilisées en hydrologie fréquentielle.

(Haddour, 2015)

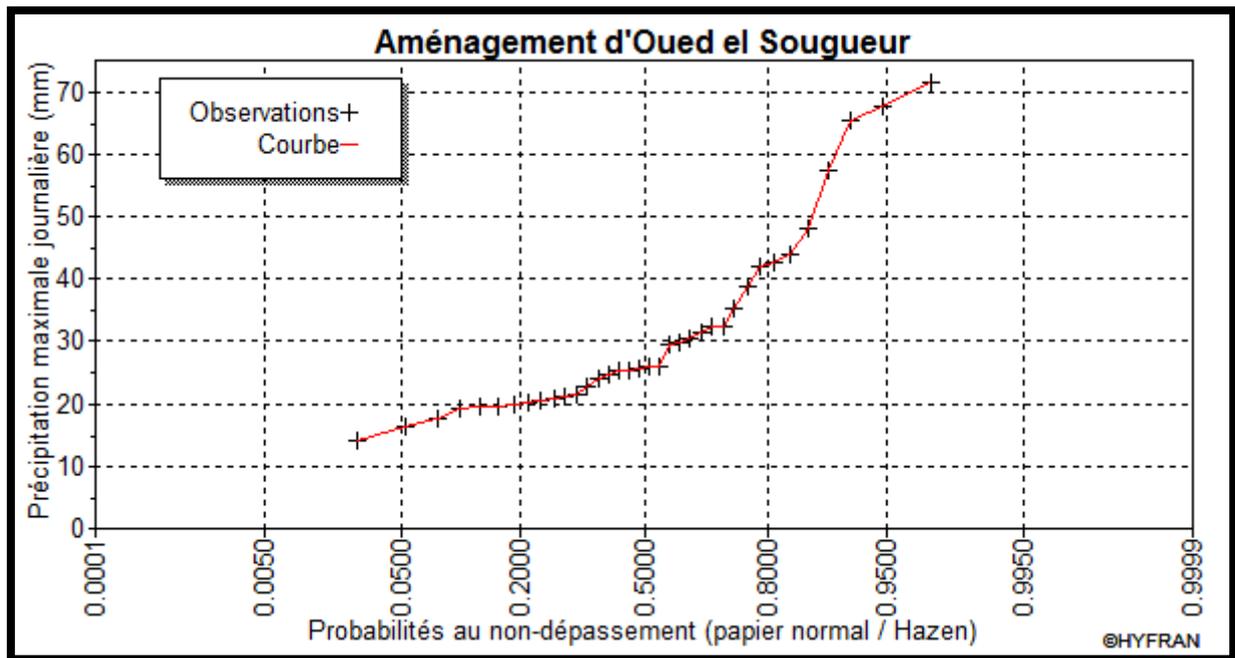


Figure III.2 : Comportement asymptotique de la série.

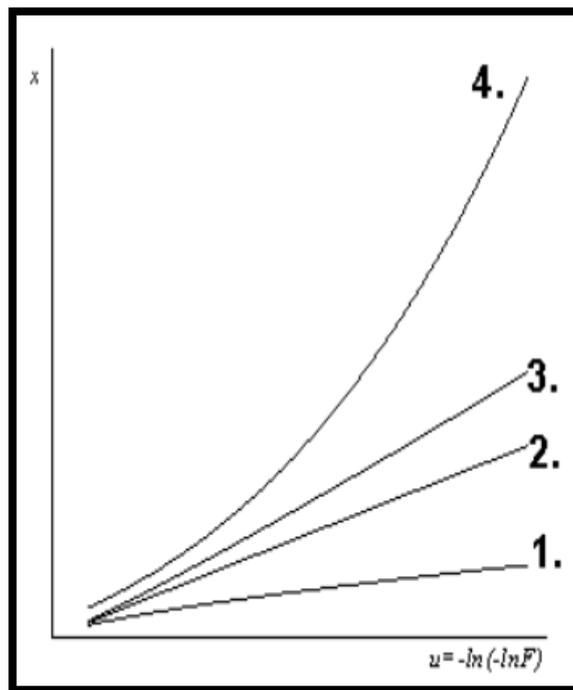


Figure III.3 : Graphique des quatre types de comportement asymptotique.

- ✓ 1 correspond à la loi normale.
- ✓ 2 correspond à la croissance asymptotique exponentielle : loi de Gumbel, GEV.
- ✓ 3 correspond à la loi de Goodrich.
- ✓ 4 correspond à des lois de type logarithmiques : loi log-normale....

### Commentaire

A travers la comparaison de comportement asymptotique de la série (Figure : III.2), avec les 4 comportements asymptotiques (figure III.3), on conclut que le modèle théorique qui donne une distribution approximativement proche de la distribution expérimentale est du type N°2 qui correspond à la croissance asymptotique exponentielle : loi de Gumbel, GEV.

Cette approche suggère la plus grande prudence avec les lois de Gumbel et GEV qui peuvent largement surestimer les valeurs correspondant à des fréquences rares. Pour cette raison dans notre étude on fait appel à trois modèles fréquentiels à savoir :

- ✓ La loi log-normale ou la loi de Galton.
- ✓ La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- ✓ La loi des extrêmes généralisée (GEV).

Après le calcul, pour choisir le modèle fréquentiel approprié, on utilise les tests d'adéquation.

#### III.1.6 Ajustement du modèle fréquentiel

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. La validité des résultats de l'analyse fréquentielle dépendra du choix du modèle fréquentiel.

(EPFL, 2004)

Dans cette étape on va procéder au calage de chaque modèle fréquentiel à notre série des pluies maximales journalières, afin de définir les paramètres de chaque loi retenue par la méthode du Maximum de vraisemblance.

La méthode du maximum de vraisemblance donne des estimations correctes et efficaces et souvent absolument correctes. Cependant, on se gardera d'utiliser cette méthode dans le cas où l'intervalle de variation de la variété correspond à des bornes finies pour lesquelles la densité de probabilité n'est pas nulle (dans ce cas, on peut rencontrer non pas un maximum mais un minimum de probabilités). (Laborde, 2000)

### III.1.6.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

#### ➤ Présentation de la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III. 3})$$

$$Y = \frac{X-X_0}{\alpha} \quad (\text{III. 4})$$

Avec :

$Y$  : variable réduite de Gumbel.

$\alpha$  et  $X_0$  : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel.

$X_0$  : Paramètre de position.

$\alpha$  : Paramètre de l'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

$X$  : Variable étudiée «  $P_{\max,j}$  ».

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = \alpha * Y + X_0 \quad (\text{III. 5})$$

#### Le procédé d'ajustement par la méthode graphique consiste à

- ✓ 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 :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \quad (\text{III. 6})$$

Avec :

$m$  : rang de précipitation.

$N$  : nombre d'observation.

- ✓ Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$y = -[\ln(-\ln F(x))] \quad (\text{III. 7})$$

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

$X_0$  : C'est l'ordonnée à l'origine.

$\alpha$  : C'est la pente de la droite d'ajustement.

**Tableau n° III.5** : Les paramètres de la droite de Gumbel.

Nombre de données	36
$X_0$	24.739
$\alpha$	11.544
L'équation de la droite de Gumbel s'écrit ainsi : <b><math>P_{\max,j} (p\%) = 11.544 * Y + 24.739</math></b>	

**Le procédé d'ajustement par la méthode de maximum de vraisemblance consiste à**

- ✓ On calcul les paramètres de la droite d'ajustement,  $\alpha$  et  $X_0$  par les deux formules suivantes :

$$\alpha = 0.78 * \sigma \quad (\text{III. 8})$$

$$X_0 = \bar{X} - 0.577 * \alpha \quad (\text{III. 9})$$

Avec :  $\sigma$ : écart type de la série.

$\alpha$  : la pente de la droite d'ajustement.

$\bar{X}$  : La moyenne arithmétique de la série.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.6 :** Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi de Gumbel.

Nombre de données	36
$\mu$	25.097
$\alpha$	9.595
Moyenne	30.6
Variance	151.29
Ecart-type	12.3
Médiane	28.6
Coefficient de variation (Cv)	0.402
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40

#### ➤ Calcul des quantiles

Dans cette partie on calcul les quantiles par le logiciel et les résultats sont les suivants :

**Tableau n° III.7 :** Calcul des quantiles pour la loi de Gumbel.

T (ans)	q	Méthode Maximum de Vraisemblance		
		XT	Ecart Type (mm)	Intervalle de Confiance
2	0,5	28,6	1,87	24,9-32,3
5	0,8	39,5	2,90	33,8-45,2
10	0,9	46,7	3,73	39,4-54
50	0,98	62,5	5,71	51,3-73,7
100	0,99	69,2	6,57	56,4-82,1
1000	0,999	91,4	9,45	72,8-110
10000	0,9999	113	12,4	89,2-138

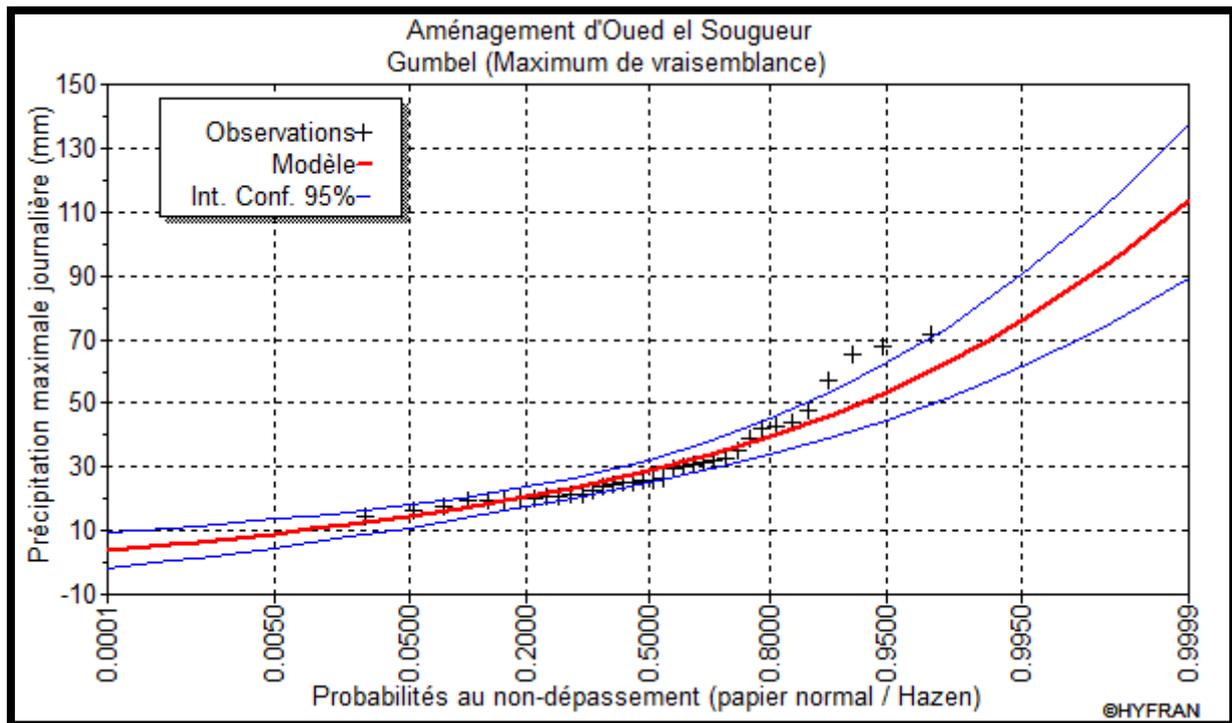


Figure III.4 : Graphe d'ajustement de la loi de Gumbel.

### III.1.6.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

#### ➤ Présentation de la loi de Galton (ou log-normale)

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(X)-\bar{X}}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{III. 10})$$

Avec :

$\bar{X}$  : La moyenne des logarithmes de la variable x.

$\sigma$  : L'écart type des logarithmes de la variable x.

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

$$Z = \frac{\log X - \bar{X}}{\sigma} \quad (\text{III. 11})$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{\max. j} (p\%) = e^{(\bar{X} + Z(P\%)) \cdot \sigma} \quad (\text{III. 12})$$

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

➤ **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 n° III.8 :** Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi de Galton.

Nombre de données	36
$\mu$	3,356
$\sigma$	0,413
Minimum	0,00
Moyenne	31,2
Variance	151,29
Ecart-type	13,4
Médiane	28,7
Coefficient de variation (Cv)	0,431
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,37
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6,52

➤ **Calcul des quantiles**

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Galton, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [10000, 100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T} \quad (\text{III. 13})$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Galton issus de logiciel Hyfran, sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.9 :** Calcul des quantiles par la loi de Galton.

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Écart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	Pmax.j (q%)	mm	95%
10000	0.9999	133	26	81.9-184
1000	0.999	103	17.2	69-136
100	0.99	74.9	10	55.2-94.5
50	0.98	66.9	8.19	50.9-83
20	0.95	56.5	6.01	44.7-68.3
10	0.90	48.7	4.54	39.7-57.6
5	0.80	40.6	3.26	34.2-47.0
2	0.50	28.7	1.97	24.8-32.5

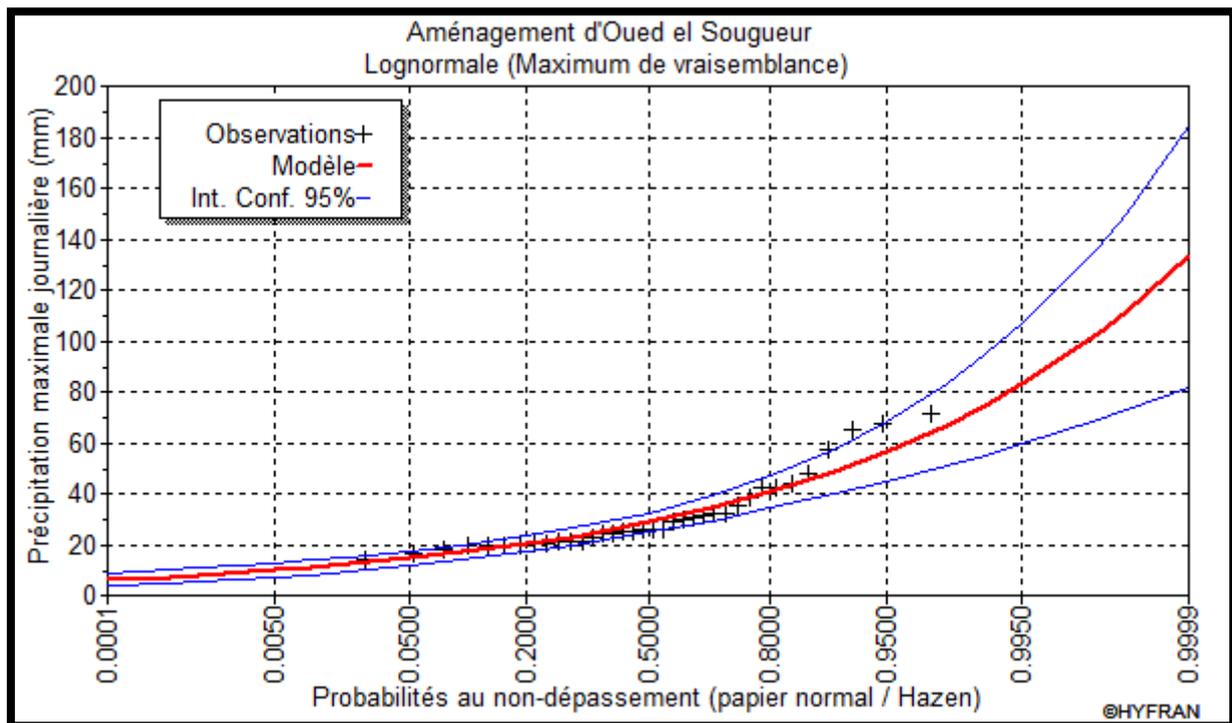


Figure III.5 : Graphique d'ajustement de la loi de Galton.

### III.1.6.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi des extrêmes généralisée

#### ➤ Présentation de la loi des extrêmes généralisée « GEV »

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

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

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 :

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

Avec :

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

L'expression d'un quantile est la suivante :

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

**Tableau n° III.10 :** Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi GEV.

Nombre de données	36
$\alpha$	3.356
k	0.413
$\mu$	23.710
Minimum	0.481
Maximum	aucun
Moyenne	31.9
Variance	453.69
Ecart-type	21.3
Médiane	26.7
Coefficient de variation (Cv)	0.666
Coefficient d'asymétrie (Cs)	723

#### ➤ Calcul des quantiles

L'ajustement est fait par le logiciel Hyfran. La formule choisie pour calculer les fréquences est celle de Hazen.

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

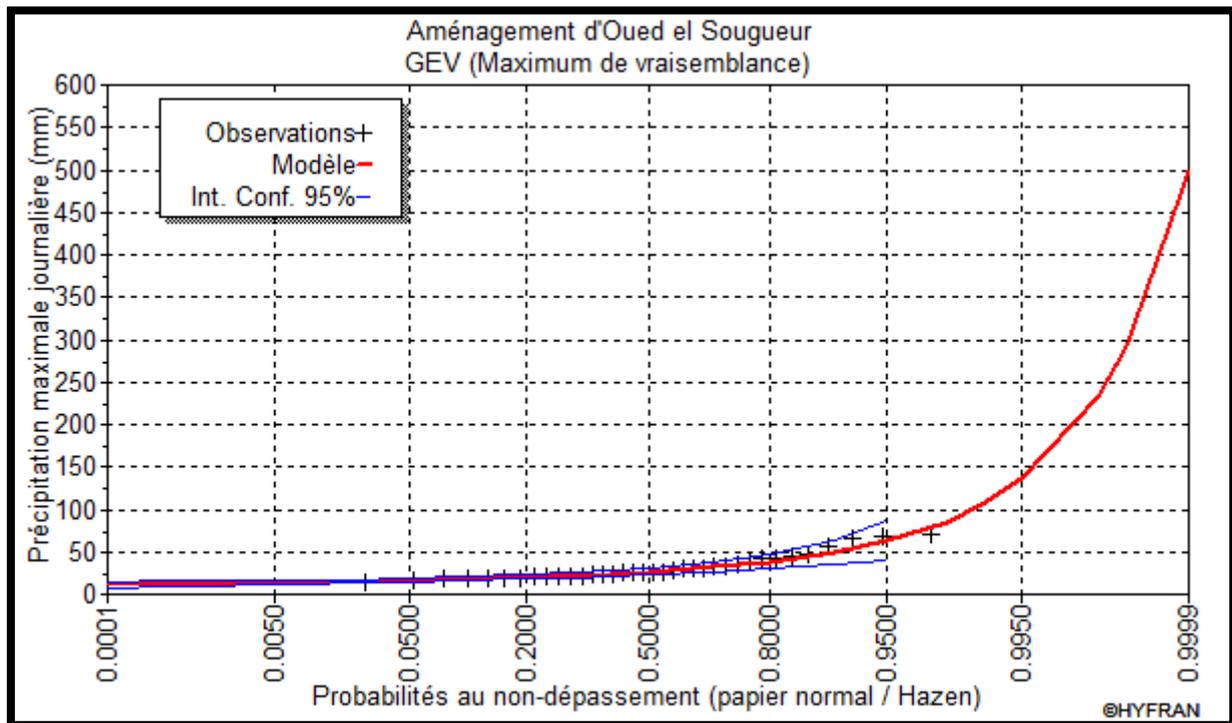
Les valeurs des quantiles et l'écart type ainsi l'intervalle de confiance sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau n° III.11 :** Calcul des quantiles par la loi de GEV.

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	Pmax j (q%)	mm	95%
10000	0,9999	498	471	N/D
1000	0,999	232	147	N/D
100	0,99	108	38,4	N/D
50	0,98	85,6	24,1	N/D
20	0,95	62,9	12,3	38,3-86,9
10	0,90	49,6	6,99	35,9-63,3
5	0,80	38,7	3,87	31,2-46,3
2	0,50	26,7	1,81	23,2-30,3

**NB :** le symbole N/D vaut No Defined signifie que l'intervalle de confiance est non défini

dans ces valeurs. Mais, on peut prendre les résultats de ce ajustement dans le cas ou il donne des bonnes estimations.



**Figure III.6** : Graphique d'ajustement de la loi de GEV.

### III.1.7 Contrôle de l'ajustement

A partir de la série pluviométrique qui constitue un échantillon statistique, on a choisi les formulations mathématiques des lois de probabilités et on a calculé les paramètres numériques de chaque loi ainsi les quantiles. On peut alors demander quelle est la probabilité Pour que la loi retenue représente effectivement la population mère dont l'échantillon est a priori représentatif.

Pour répondre à cette question on fait appel aux tests d'adéquation, qui nous permet de conclure au rejet, ou l'acceptation de l'hypothèse  $H_0$  suivante :

Est-ce que la répartition des données expérimentales s'effectue selon une distribution théorique (dans notre cas : Loi de log-normale, Gumbel, GEV) ?

Dans notre choix de test d'adéquation, on a opté pour le test de  $\chi^2$  qui très important à cause de sa généralité qui lui veut de pouvoir être appliqué à n'importe quelle distribution théorique discrète ou continue.

**III.1.7.1 Démarche de test  $\chi^2$** 

➤ On définit le nombre de classe :  $K = \text{int}\left(\frac{n}{5}\right)$ . (III. 18)

➤ On définit les bornes des classes équiprobables, telles que :  $\Delta F_j = \frac{1}{K}$ . (III. 19)

➤ On calcule  $n_{0j}$  (constante) :  $n_{0j} = n * \Delta F_j = n/K$ . (III. 20)

➤ On comptabilise les effectifs réels  $n_j$  des  $K$  classes.

➤ On calcule la quantité :  $\chi_{\text{obs}}^2 = \left(\frac{K}{n} \sum_{j=1}^K n_j^2\right) - n$  (III. 21)

➤ On détermine  $\vartheta$  le nombre de degrés de liberté.

➤ On effectue le test avec  $\chi_{1-\alpha}^2$ .

On procède au calcul  $\chi_{\text{obs}}^2$ .

On calcule le nombre de degré de liberté :

$$\vartheta = K - c - 1 \quad (\text{III. 22})$$

Avec :  $K$  : nombre de classes.

$c$  : nombre de paramètre de modèle fréquentiel estimés à partir de l'échantillon.

**III.1.7.2 Vérification de l'adéquation de la loi de Gumbel**

Dans notre cas on fixe  $\alpha = 5\%$ .

**Tableau n° III.12 :** Paramètres de test  $\chi^2$  pour la loi de Gumbel.

$\chi^2$	7.11
p-value	0.2125
Nombre de paramètres	2
Degrés de liberté	5
Nombre de Classes	8

La vérification de la condition d'adéquation se fait de cette manière :

On a  $P(\chi^2) = 21.25\%$ , signifie que  $P(\chi^2) > 5\%$ , donc l'ajustement est à considérer.

### III.1.7.3 Vérification de l'adéquation de la loi log normale

Pour  $\alpha = 5\%$ . On aura :

**Tableau n° III.13** : Paramètres de test  $\chi^2$  pour la loi log normale.

$\chi^2$	8.89
p-value	0.1136
Nombre de paramètres	2
Degrés de liberté	5
Nombre de Classes	8

De même la condition est vérifiée. Le test de  $\chi^2$  confirme l'adéquation de l'ajustement de la série de pluies maximales à la loi de Gumbel au niveau de signification de 5%.

### III.1.7.4 Vérification de l'adéquation de la loi de GEV

Pour  $\alpha = 5\%$ . On aura :

**Tableau n° III.14** : Paramètres de test  $\chi^2$  pour la loi de GEV.

$\chi^2$	7.56
p-value	0.1093
Nombre de paramètres	3
Degrés de liberté	4
Nombre de Classes	8

A partir des résultats de tableau II.14 on remarque que  $P(\chi^2) > 5\%$ , Alors l'adéquation à la loi de GEV de la série de données est confirmée au niveau de signification de 5%.

### III.1.8 Exploitation du modèle fréquentiel

L'adéquation de l'ajustement par les trois lois est confirmée, est malheureusement devant une telle situation il n'existe aucun test qui nous permet de choisir entre les trois lois vues précédemment, il nous reste seulement de comparer le comportement en queue de distribution afin de choisir le modèle le quel on va exploiter ses résultats dans le reste de l'étude.

A partir des graphes d'ajustement, on constate que la distribution de la queue de notre série s'ajuste mieux à la loi de GEV.

Donc on va opter pour les quantiles issus de cette loi, récapitulés dans le tableau III.11.

### III.1.9 Pluies et intensités de courte durée

Ce sont des pluies qui apportent sur une courte durée (d'une heure à une journée) une importante quantité d'eau. Cette quantité peut égaler celle reçue habituellement en un mois, voire en plusieurs mois.

#### III.1.9.1 Calcul des Pluies et intensités maximales de courtes durée

L'analyse fréquentielle nous a permis de synthétiser l'information fréquentielle concernant les pluies, sous la forme de modèle fréquentiel, donnant pour une pluie de durée choisie, la valeur d'un quantile  $X(F)$  en fonction du temps de retour.

Dans cette étape on va adopter une relation entre pluie, temps de retour et durée : celle-ci consiste à représenter, pour chaque temps de retour choisi, la pluie en fonction de la durée. C'est cette présentation que l'on nomme courbe PCD. Elle a l'avantage pratique de bien se prêter à l'interpolation pour différentes durées  $d$ .

Pour la mise en œuvre des courbes PCD, on transforme les pluies maximales journalières aux pluies de courtes durées exprimées en [mm], à l'aide de la formule de K. Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct, p\%} = P_{max,j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (III.23)$$

Avec

$P_{ct, p\%}$  : pluie de courtes durée (mm) de fréquence égale à celle de  $P_{max,j,p\%}$  ;

$P_{max,j,p\%}$  : pluie maximale fréquentielle ;

$t$  : durée de l'averse en heure (h) ;

$b$  : exposant climatique égale à 0.741. (DRE)

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

$$I_t = \frac{P_{Ct}}{t} \quad (\text{III. 24})$$

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

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul.

**Tableau n° III.15** : Pluies et intensités maximales de durée  $t$  (h) et de période retour  $T$ .

Quantiles	118		85.6		62.9		49.6		38.7	
T(années)	100		50		20		10		5	
Durée(h)	Pct(mm)	It(mm/h)								
<b>0.25</b>	3.669	14.676	2.908	11.632	2.137	8.548	1.685	6.740	1.315	5.259
<b>tc</b>	6.132	12.265	4.860	9.721	3.572	7.143	2.816	5.633	2.197	4.395
<b>1</b>	10.249	10.249	8.123	8.123	5.969	5.969	4.707	4.707	3.673	3.673
<b>2</b>	17.130	8.565	13.577	6.788	9.976	4.988	7.867	3.933	6.138	3.069
<b>3</b>	23.133	7.711	18.335	6.112	13.473	4.491	10.624	3.541	8.289	2.763
<b>4</b>	28.629	7.157	22.692	5.673	16.674	4.169	13.148	3.287	10.259	2.565
<b>5</b>	33.777	6.755	26.772	5.354	19.672	3.934	15.513	3.103	12.104	2.421
<b>6</b>	38.663	6.444	30.644	5.107	22.518	3.753	17.756	2.959	13.854	2.309
<b>7</b>	43.342	6.192	34.352	4.907	25.242	3.606	19.905	2.844	15.531	2.219
<b>8</b>	47.849	5.981	37.925	4.741	27.868	3.483	21.975	2.747	17.146	2.143
<b>9</b>	52.213	5.801	41.384	4.598	30.409	3.379	23.979	2.664	18.710	2.079
<b>10</b>	56.453	5.645	44.744	4.474	32.879	3.288	25.927	2.593	20.229	2.023
<b>11</b>	60.584	5.508	48.019	4.365	35.285	3.208	27.824	2.529	21.709	1.974
<b>12</b>	64.619	5.385	51.217	4.268	37.635	3.136	29.677	2.473	23.155	1.930
<b>13</b>	68.568	5.274	54.346	4.180	39.934	3.072	31.490	2.422	24.570	1.890
<b>14</b>	72.438	5.174	57.414	4.101	42.189	3.013	33.268	2.376	25.957	1.854
<b>15</b>	76.238	5.083	60.426	4.028	44.402	2.960	35.013	2.334	27.319	1.821
<b>16</b>	79.972	4.998	63.386	3.962	46.577	2.911	36.728	2.296	28.657	1.791
<b>17</b>	83.647	4.920	66.298	3.900	48.717	2.866	38.416	2.260	29.973	1.763
<b>18</b>	87.266	4.848	69.166	3.843	50.824	2.824	40.078	2.227	31.270	1.737
<b>19</b>	90.833	4.781	71.994	3.789	52.902	2.784	41.716	2.196	32.548	1.713
<b>20</b>	94.352	4.718	74.783	3.739	54.951	2.748	43.332	2.167	33.809	1.690
<b>21</b>	97.825	4.658	77.536	3.692	56.974	2.713	44.927	2.139	35.054	1.669
<b>22</b>	101.256	4.603	80.255	3.648	58.972	2.681	46.503	2.114	36.284	1.649
<b>23</b>	104.647	4.550	82.943	3.606	60.947	2.650	48.060	2.090	37.499	1.630
<b>24</b>	108.000	4.500	85.600	3.567	62.900	2.621	49.600	2.067	38.700	1.613

En représente les courbes des pluies et intensités de courte durée fréquence par :

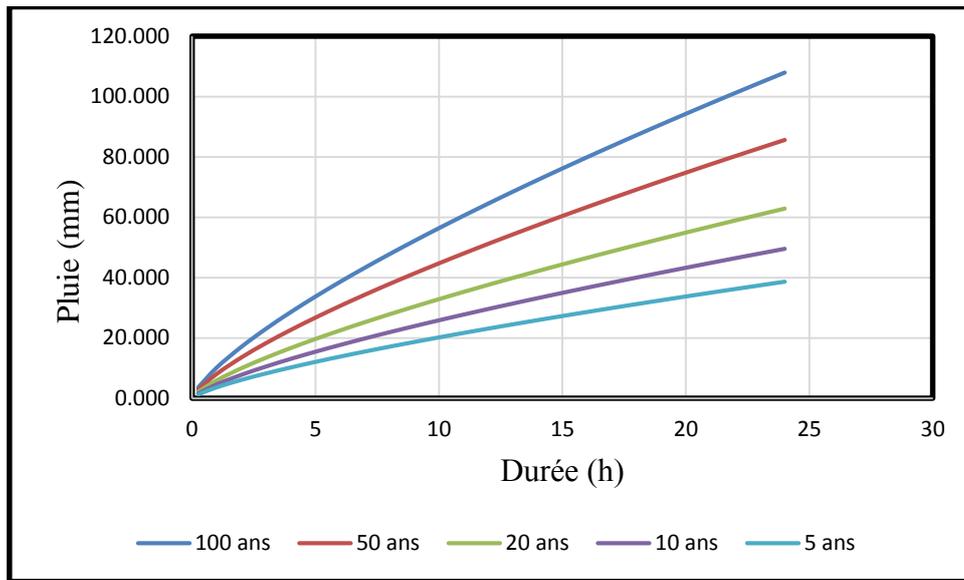


Figure III.7 : Courbes des pluies de courte durée fréquence.

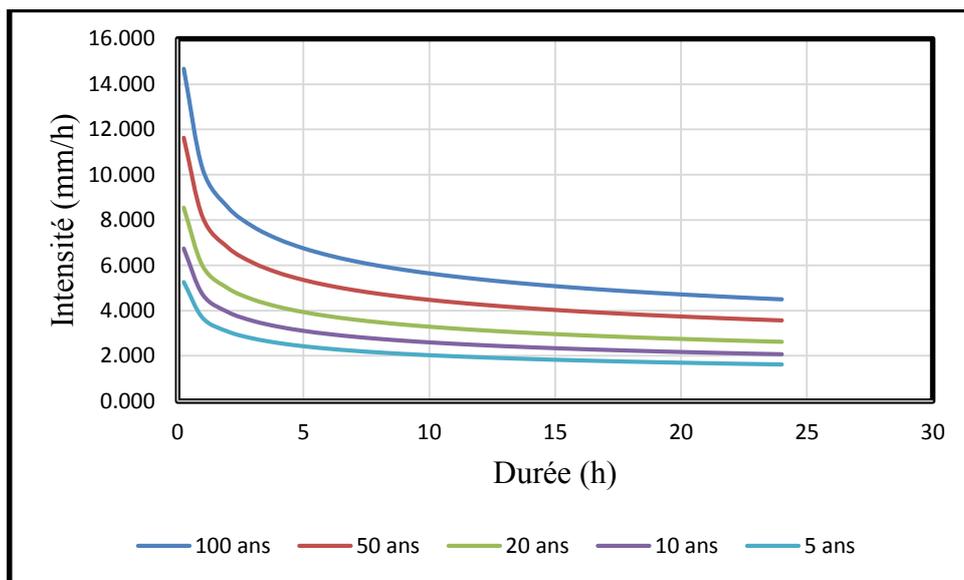


Figure III.8 : Courbes des intensités de courte durée fréquence.

### III.1.9.2 Courbes I.D.F

Nous allons prendre juste à titre comparatif les résultats de l'étude de synthèse des précipitations extrêmes sur l'Algérie du nord faite par l'ANRH bien que la méthode appliquée ici est celle du Gradex (un paramètre de la loi log-normale).

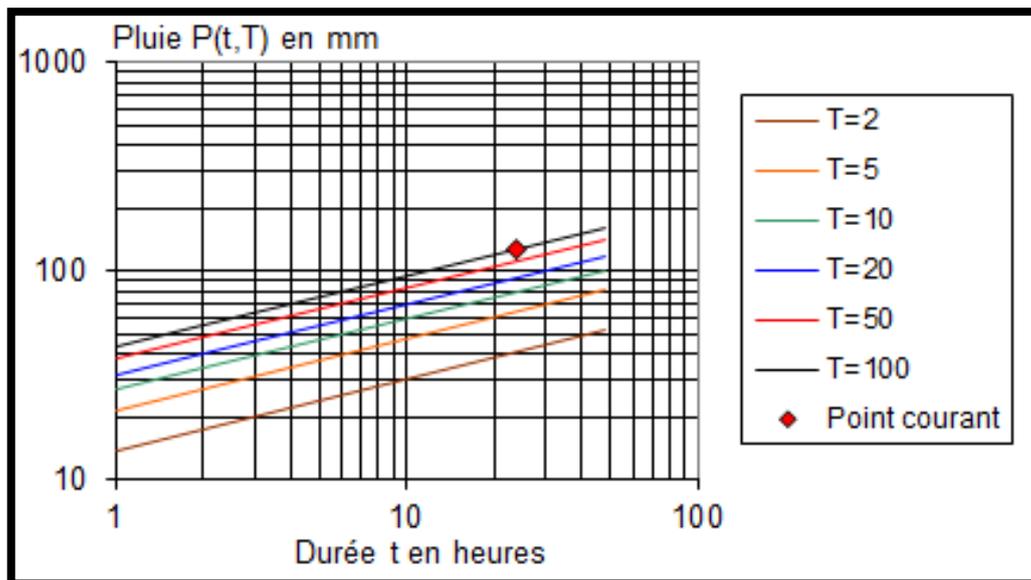


Figure III.9 : Courbe de pluies-durées-fréquences (ANRH).

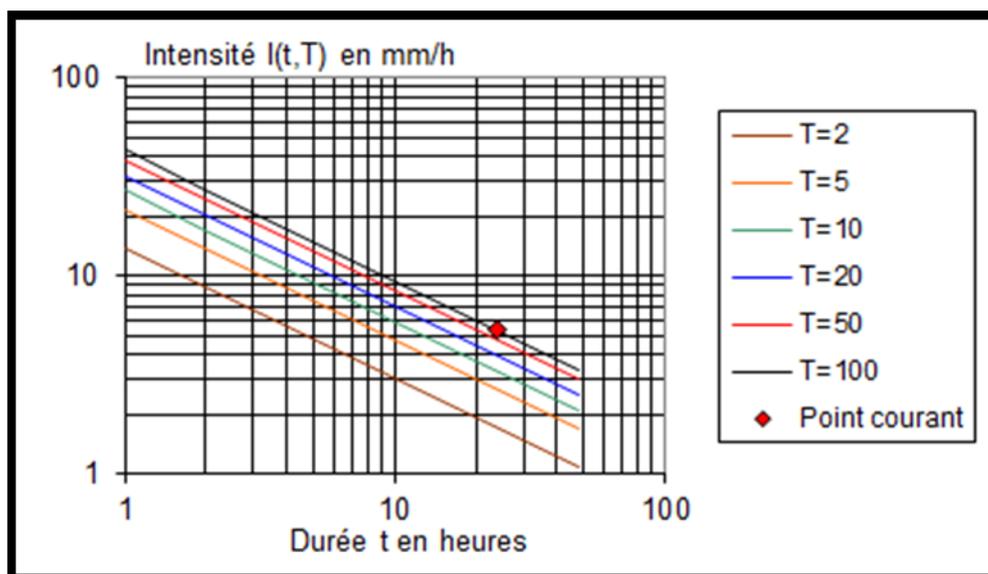


Figure III.10 : Courbe des intensités-durées-fréquences (ANRH).

**Tableau n° III.16** : Comparaison des résultats obtenus par les des deux méthodes.

Période de retour T (années)	Pluie (mm)		Intensité (mm/h)	
	<b>I.D.F</b>	<b>P.C.D</b>	<b>I.D.F</b>	<b>P.C.D</b>
100	127	108.000	5.3	4.500
50	113	85.600	4.7	3.567
20	94	62.900	3.9	2.621
10	79	49.600	3.3	2.067
5	64	38.700	2.7	1.613

### Interprétation et discussion

On remarque que les résultats des deux méthodes ne sont pas rapprochés. D'une part, les courbes IDF obtenues par l'ANRH ont été établies à partir de séries de données plus longues et avec plus de moyens.

D'autre part, ces courbes ont été effectuées par la méthode de Gradex et notre série est mal ajustée avec la loi de log-normale. Donc, dans le reste de calcul nous travaillerons avec les pluies et intensités de courte durée.

## III.2 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 d'une période de retour de 100 ans supposée à la base de la génération de la crue de projet. 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 (la manière comment va réagit notre bassin versant lorsqu'est soumis à la sollicitation suivante (pluie journalière d'une quantité de 108 mm et d'une période de retour de 100 ans).

Pour arriver à ces fins on fait appel aux méthodes suivantes :

- Le modèle ANRH de prédétermination de crues du Nord d'Algérie ;
- La méthode empirique de Sokolovsky ;
- La méthode SCS-CN (Soil Conservation Service-Curve Number).

### III.2.1 Identification des sous bassins versants

Pour étudier les caractéristiques du bassin versant d'une manière plus précise et pour cibler notre étude dans le cadre technico-économique et mettre le aux exigences des méthodes de modélisation pluies-débit, une subdivision en dix sous bassins versants a été faite comme la montre la figure ci-dessous :

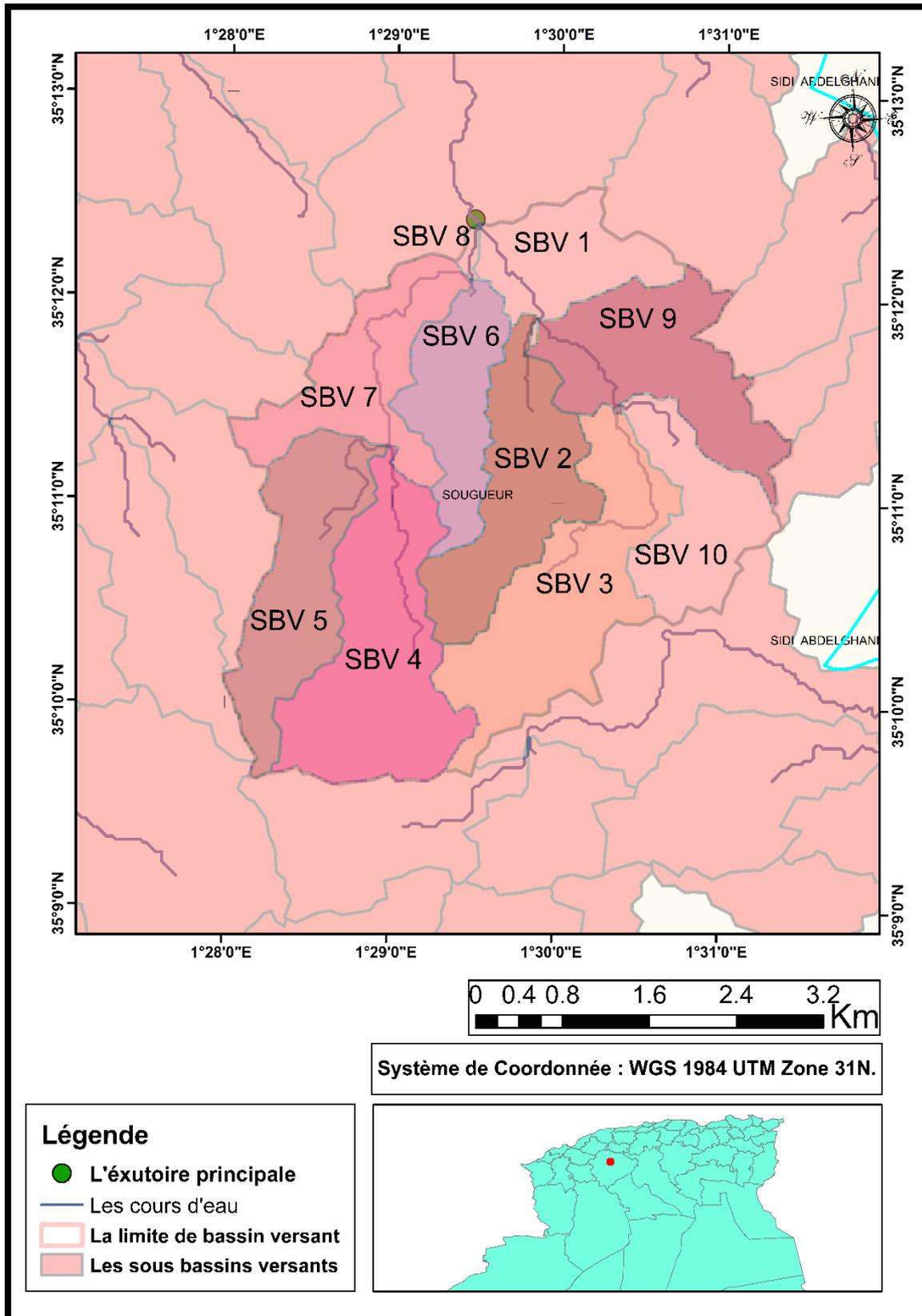


Figure III.11 : Carte de limitation des sous bassins versants d’Oued Sougueur

Quelques caractéristiques des différents bassins sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.17** : Calcul de temps de concentration des différentes Sous bassins versants.

N° du SBV	Surface (Km <sup>2</sup> )	Longueur du cours d'eaux principales	Pente moy du CP(%)	Temps de concentration (mn)
1	1.318	1.208	1.857	12.204
2	2.083	0.996	2.954	11.846
3	2.875	2.687	2.644	17.208
4	2.982	2.356	1.821	15.775
5	2.094	1.773	2.684	14.672
6	1.433	0.185	1.445	5.762
7	1.791	2.648	3.078	17.364
8	0.064	0.556	3.166	9.517
9	2.191	1.247	2.786	12.850
10	1.537	0.901	3.797	11.676

**Remarque** : les valeurs de temps de concentration ont été calculés à l'aide de la formule de US Corps.

### III.2.2 Le calcul de débit

Pour atteindre ce but, on fait appel aux approches empiriques et déterministes suivantes :

#### III.2.2.1 Formule de SOGREAH-ANRH

$$Q_t = C_q * (P_t - P_1) \quad (\text{III. 25})$$

Avec

$Q_t$  : Débit de pointe en m<sup>3</sup>/s de période de retour T ;

$P_1 = 20$  mm, en Algérie du nord ;

$C_q$  : Coefficient de ruissellement statistique ;

$P_t$  : Pluie journalière max de période de retour T.

$$C_q = \left(\frac{S}{6}\right) * T_b^{-0.77} \quad (\text{III. 26})$$

$$T_b = T_{b_0} + \frac{L \times 1.7 \times (P_a \times v_i)^{0.57}}{1000} \quad (\text{III. 27})$$

$$V_i = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r} \quad (\text{III. 28})$$

Avec :

$T_b$  : Temps de base en heures ;

$T_{b_0} = 2.33$ , pour les stations du nord Algérie ;

$L$  : Longueur du talweg principale en Km ;

$P_a$  : Pluie annuelle en mm, ( $P_a = 390$ mm) ; (DRE)

$S$  : Superficie du BV en Km<sup>2</sup> ;

$V_i$  : Pente brute du bassin en % ;

$H_{\max}$ ,  $H_{\min}$  : Altitude max et min ;

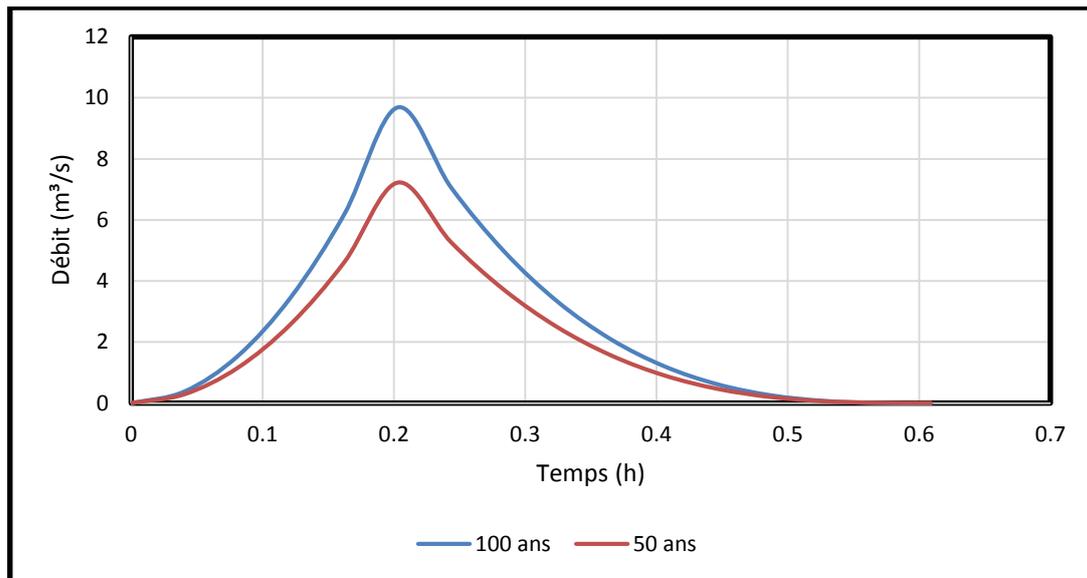
$L_r$  : Longueur du rectangle équivalent.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

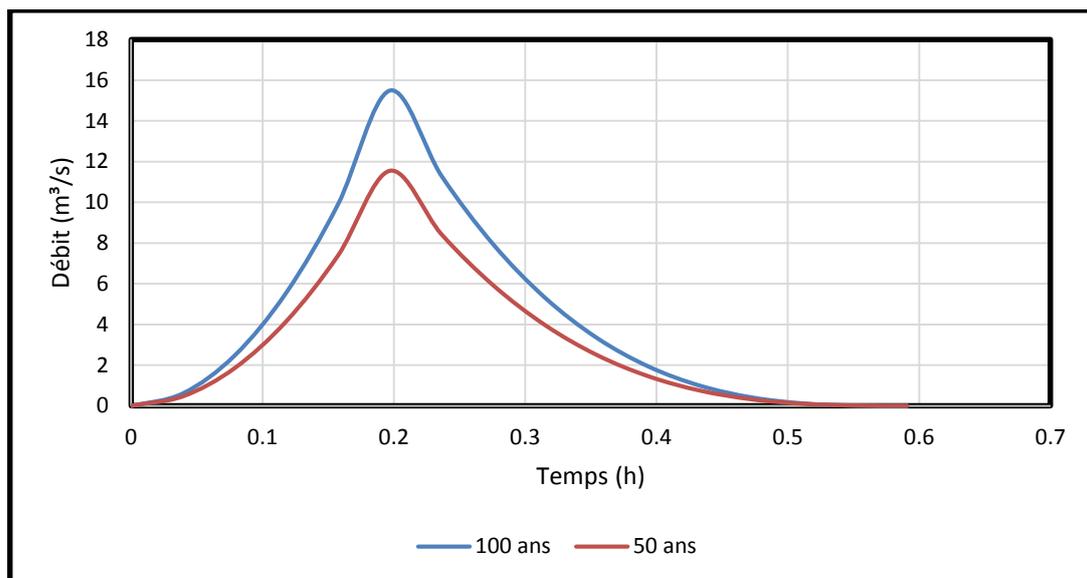
**Tableau n° III.18** : Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retour.

Les Bassins	Q <sub>100ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>50ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>10ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>5ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)
<b>BVG</b>	122,689	91,459	59,811	41,268	26,071
<b>1</b>	9,691	7,224	4,724	3,260	2,059
<b>2</b>	15,492	11,548	7,552	5,211	3,292
<b>3</b>	20,730	15,453	10,106	6,973	4,405
<b>4</b>	21,306	15,882	10,386	7,166	4,527
<b>5</b>	15,184	11,319	7,402	5,107	3,227
<b>6</b>	10,893	8,120	5,310	3,664	2,315
<b>7</b>	12,830	9,564	6,255	4,316	2,726
<b>8</b>	0,476	0,355	0,232	0,160	0,101
<b>9</b>	16,268	12,127	7,931	5,472	3,457
<b>10</b>	11,445	8,531	5,579	3,850	2,432

Les hydrogrammes de crue pour les sous bassins versants 1 jusqu'à 5 (méthode ANRH) :



**Figure III.12 :** Hydrogramme de crue du sous bassin versant 1.



**Figure III.13 :** Hydrogramme de crue du sous bassin versant 2.

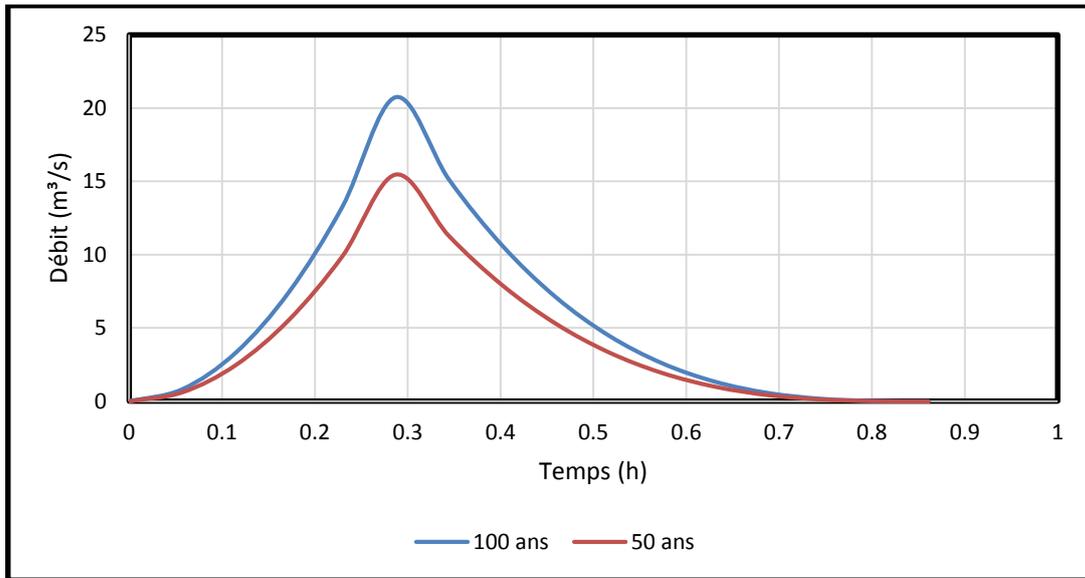


Figure III.14 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3.

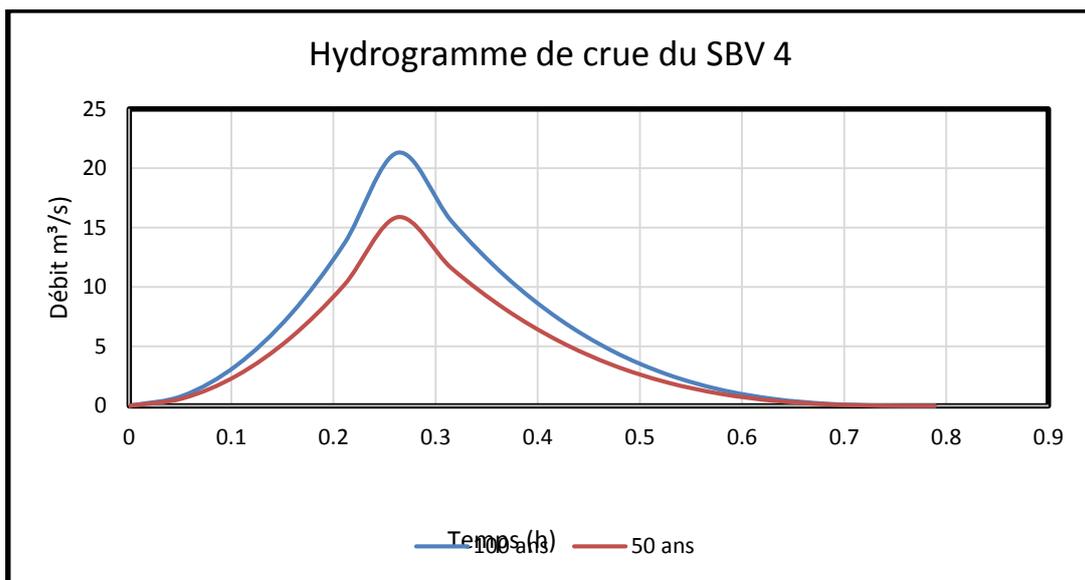
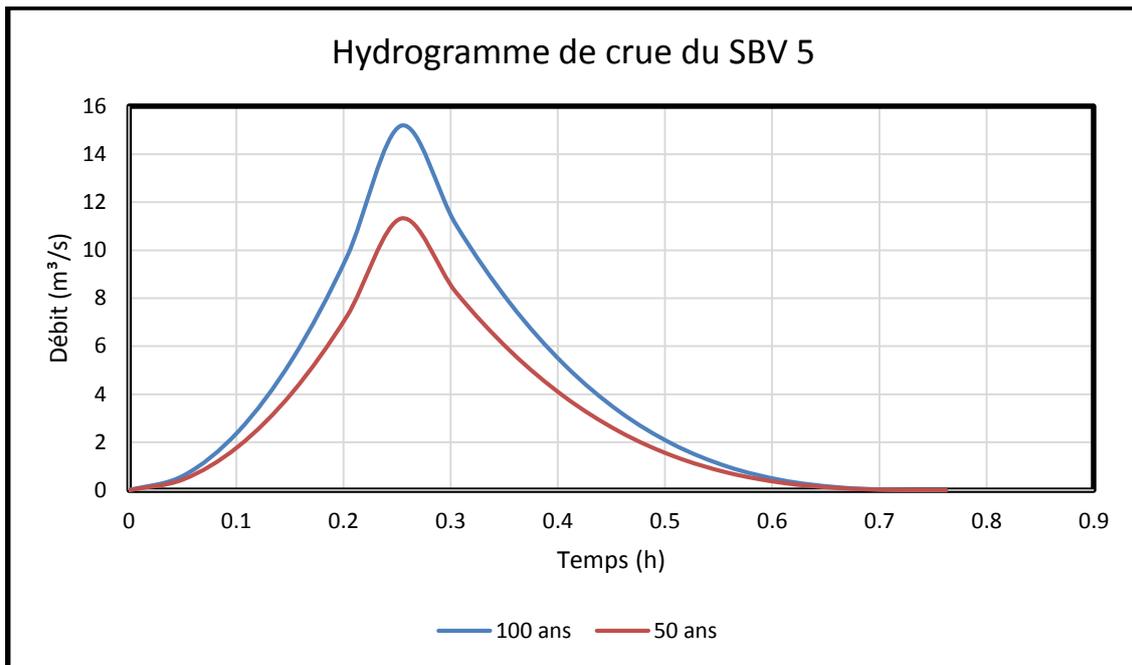


Figure III.15 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 4.



**Figure III.16 :** Hydrogramme de crue du sous bassin versant 5.

### III.2.2.2 La méthode de SOKOLOVSKY

#### ➤ Présentation de la méthode

Il considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe : l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Modélisé par les équations suivantes :

$$\text{Pour la montée : } Q_m = Q_{\max,p\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \quad (\text{III. 29})$$

$$\text{Pour la descente : } Q_d = Q_{\max,p\%} \left( \frac{t_d - t}{t_m} \right)^m \quad (\text{III. 30})$$

$t_m$ : Temps de montée pris égal au temps de concentration du bassin versant ;

$t_d$ : Temps de descente ;

Avec  $n = 2$  et  $m = 3$

Le débit maximal probable  $Q_{\max,p\%}$  est donné par la formule de Sokolovsky :

$$Q_{\max,p\%} = 0.28 \frac{(P_{p\%,t_c} - H_0)\alpha_{p\%}Sf}{t_c} \quad (\text{III. 31})$$

$H_0$ : Pertes initiales en (mm) ;

$\alpha_{p\%}$ : Coefficient de ruissellement pour la crue probable ;

S: Surface du bassin versant en  $\text{Km}^2$  ;

f: Coefficient de forme de la crue ;

$t_c$ : Temps de concentration du bassin versant en h ;

$P_{p\%,t_c}$  : Précipitation en (mm) de probabilité  $p\%$  correspondant une durée égale au temps de concentration (mm) ;

0.28: Coefficient de changement d'unité.

Le coefficient f peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (\text{III. 32})$$

- Pour  $S \leq 50\text{Km}^2$  on a  $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisés, sol peu perméable, on a  $\gamma = 2:2.5$
- Pour des bassins versant boisés, sol peu perméable, on a  $\gamma = 3:4$

Le temps de base  $T_b = t_m + t_d$  avec  $t_m = t_c$  et  $t_d = \gamma t_m$

$$\alpha = \frac{\sqrt{P_{p\%,t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{p\%,t_c}} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{III. 33})$$

### ➤ Application de la méthode

Dans notre cas, nous avons plusieurs petits sous bassins, pour lesquels on appliquera la formule précédente en prenant :

- Le déficit initial  $H_0 = 0$  mm.
- Le coefficient  $\gamma = 2$  parce que :  $S < 50 \text{ Km}^2$ .
- Le temps de concentration calculé par la formule de US Corps.
- Les pluies de périodes de retour 100 et 50 et 20 et 10 et 5 ans.

Tableau n° III.19 : Détermination du débit maximal probable différent périodes de retour.

Les Bassins	Q <sub>100ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>50ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>10ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>5ans</sub> (m <sup>3</sup> /s)
<b>BVG</b>	75,763	60,049	44,125	34,795	27,148
<b>1</b>	6,860	5,437	3,995	3,150	2,458
<b>2</b>	10,926	8,660	6,363	5,018	3,915
<b>3</b>	13,680	10,842	7,967	6,282	4,902
<b>4</b>	14,513	11,503	8,453	6,665	5,201
<b>5</b>	10,380	8,227	6,046	4,767	3,720
<b>6</b>	9,054	7,177	5,273	4,158	3,245
<b>7</b>	8,506	6,742	4,954	3,907	3,048
<b>8</b>	0,355	0,281	0,207	0,163	0,127
<b>9</b>	11,248	8,915	6,551	5,166	4,031
<b>10</b>	8,083	6,407	4,708	3,712	2,896

Les hydrogrammes de crues pour les sous bassins versants 6 jusqu'à 10 (méthode de SOKOLOVSKY)

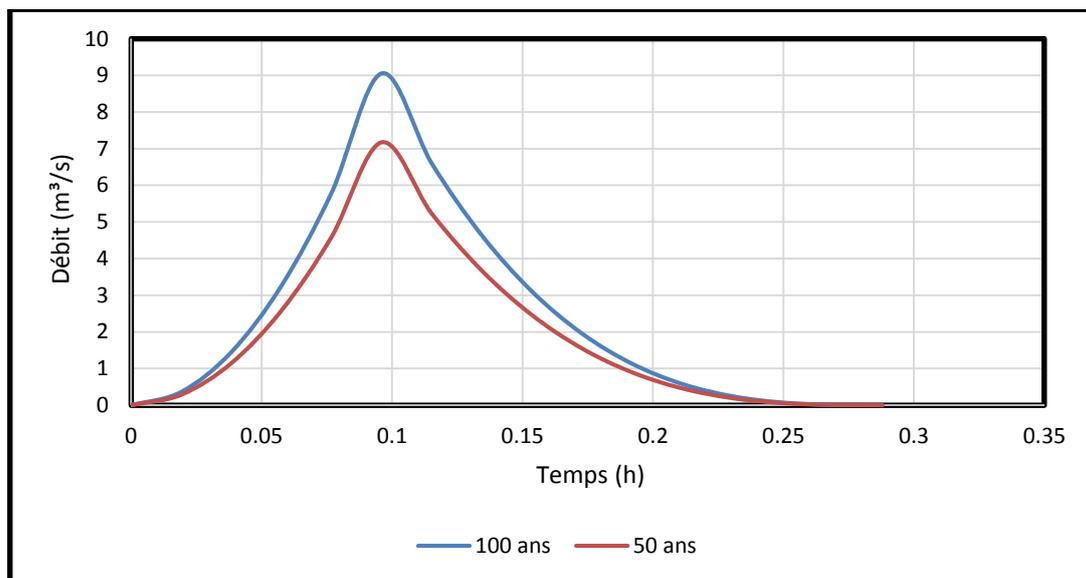
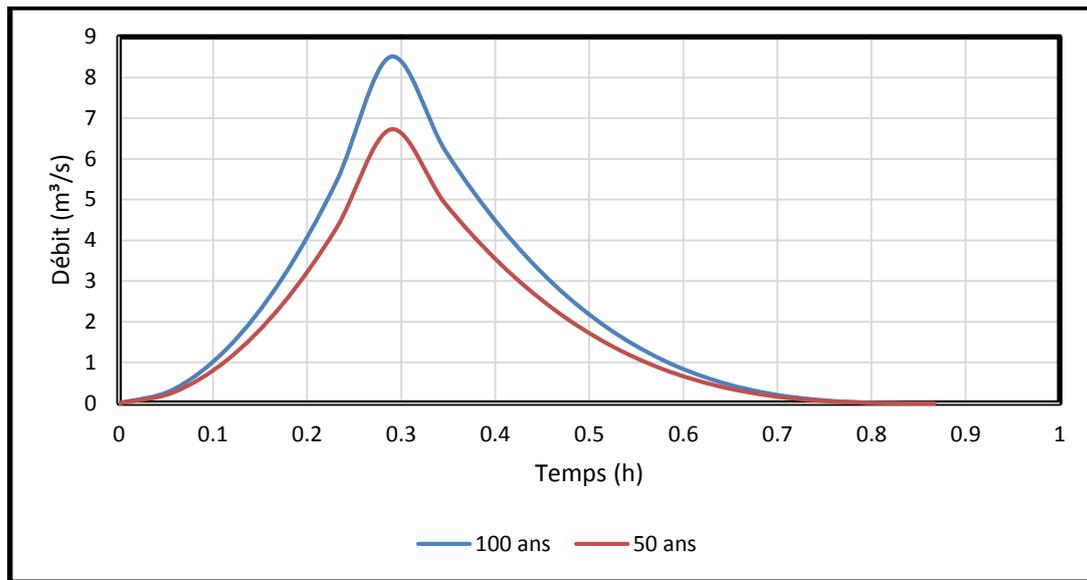
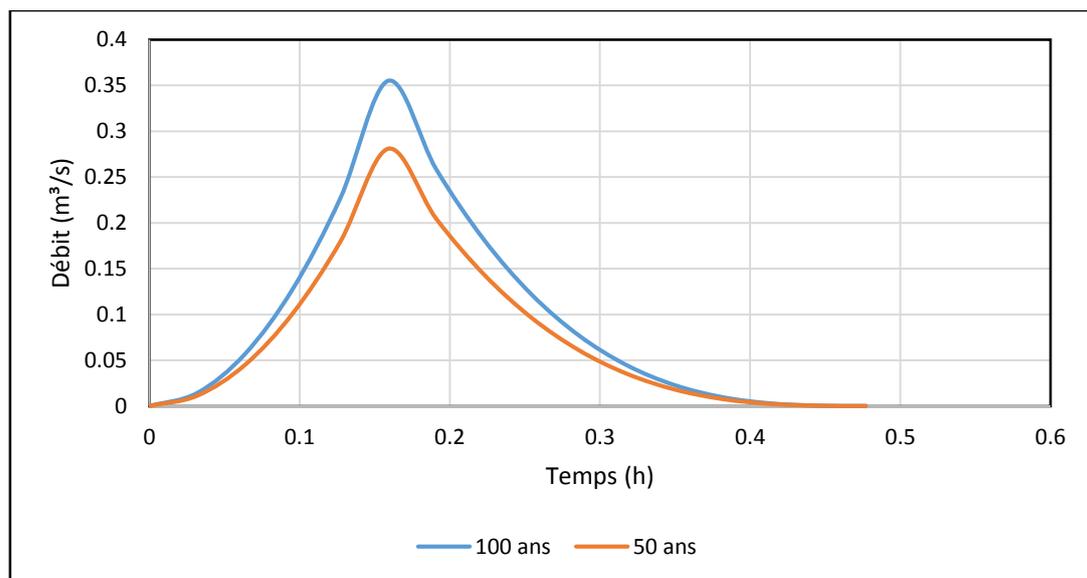


Figure III.17 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 6.



**Figure III.18** : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 7.



**Figure III.19** : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 8.

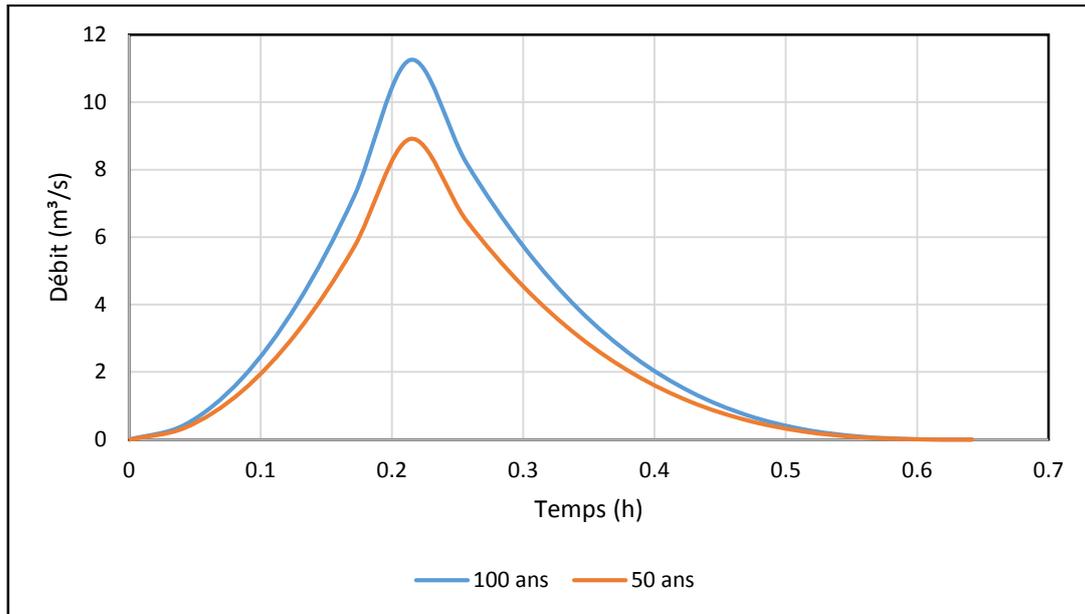


Figure III.20 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 9.

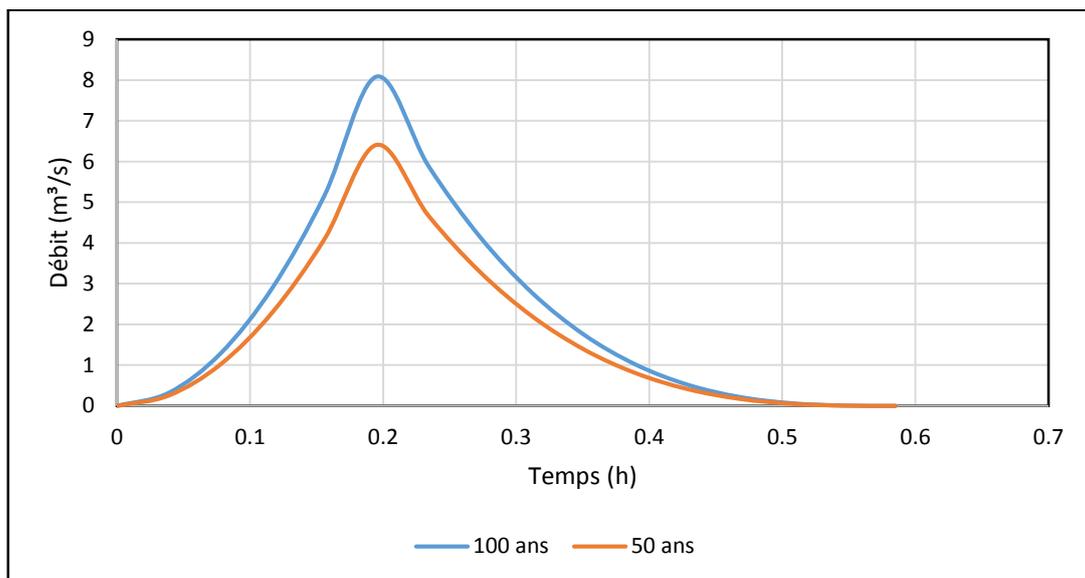


Figure III.21 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 10.

### III.2.2.3 La méthode SCS-CN

#### a) Présentation de la méthode

La méthode du Soil Conservation Service a été mise au point aux Etats Unis sur la base de résultats de mesures pluvio-hydrométriques pratiquées sur plusieurs centaines de bassins versants. Elle a été appliquée par plusieurs bureaux d'études au contexte méditerranéen. Avant tout, on suppose qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de même période de retour. Les seules données nécessaires à la transformation sont les caractéristiques P(t) de la pluie choisie et les caractéristiques géométriques et physiques du bassin versant (temps de concentration, surface, pente du cours d'eau...).

La précipitation totale est séparée en trois composantes : ruissellement direct (Q), eau retenue (F) et infiltration initiale ( $I_a$ ).

$$P = Q + F + I_a \quad (\text{III. 34})$$

En posant (S) comme le potentiel maximum de rétention, elle démarre du concept qui stimule que la proportion d'eau pouvant être ruisselée par unité de celle pouvant être stockée est égale à la proportion d'eau ruisselée par l'unité de celle qui est stockée.

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (\text{III. 35})$$

Donc on aura des deux équations précédentes :

$$\frac{(P - I_a) - Q}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (\text{III. 36})$$

Ce qui équivaut à :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (\text{III. 37})$$

Avec :

Q : Excès du cumul des précipitations au temps t ;

P : Hauteur cumulée des précipitations au temps t ;

I : Capacité de rétention initiale du sol (initial loss) ;

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.

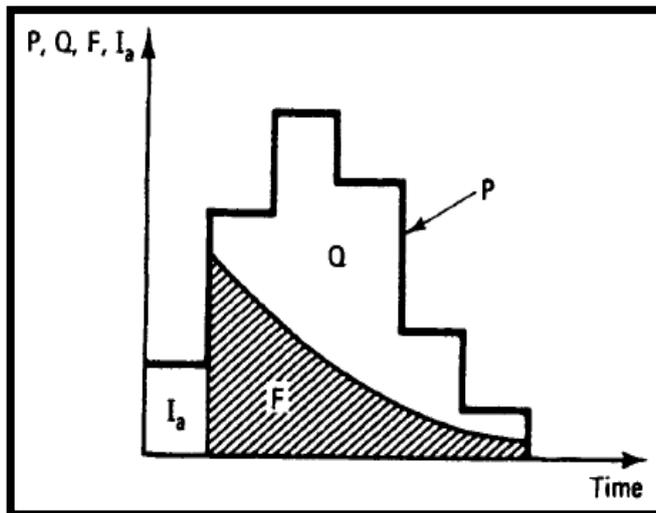


Figure III.22 : Séparation de la pluie.

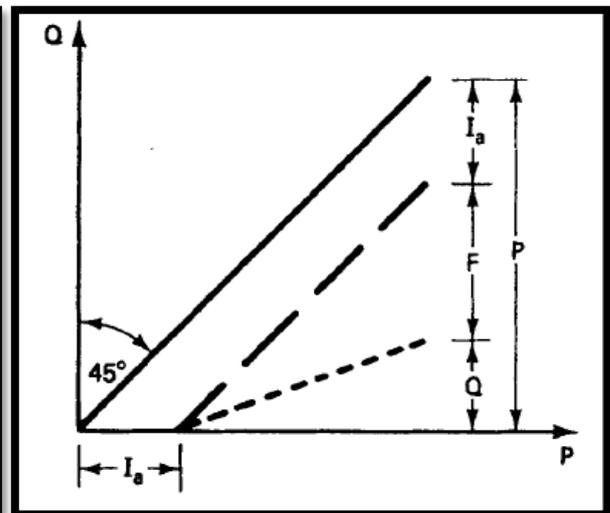


Figure III.23 : Relation pluie-débit.

Après plusieurs études, une relation empirique qui lie la rétention potentielle et l'infiltration initiale a été établie.

$$I_a = 0.2S \quad (\text{III. 38})$$

Donc :

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (\text{III. 39})$$

Selon une étude sur plus de 4000 types de sols, le SCS a estimé S en fonction du CN curve number représentatif de la géologie, du couvert végétal, et de l'humectation initiale. Trois paramètres permettant de le déterminer à partir des tables de CN.

$$S = \frac{1000}{CN - 10} \quad (\text{III. 40})$$

Et le temps de base de l'hydrogramme de crue est :

$$T = 2.67 \left( \frac{t_{\text{averse}}}{2} + 0.6t_c \right) \quad (\text{III. 41})$$

Cette méthode est très utilisée en hydrologie, en permettant une bonne approximation du débit de crue pour des bassins versant sans données hydrométriques.

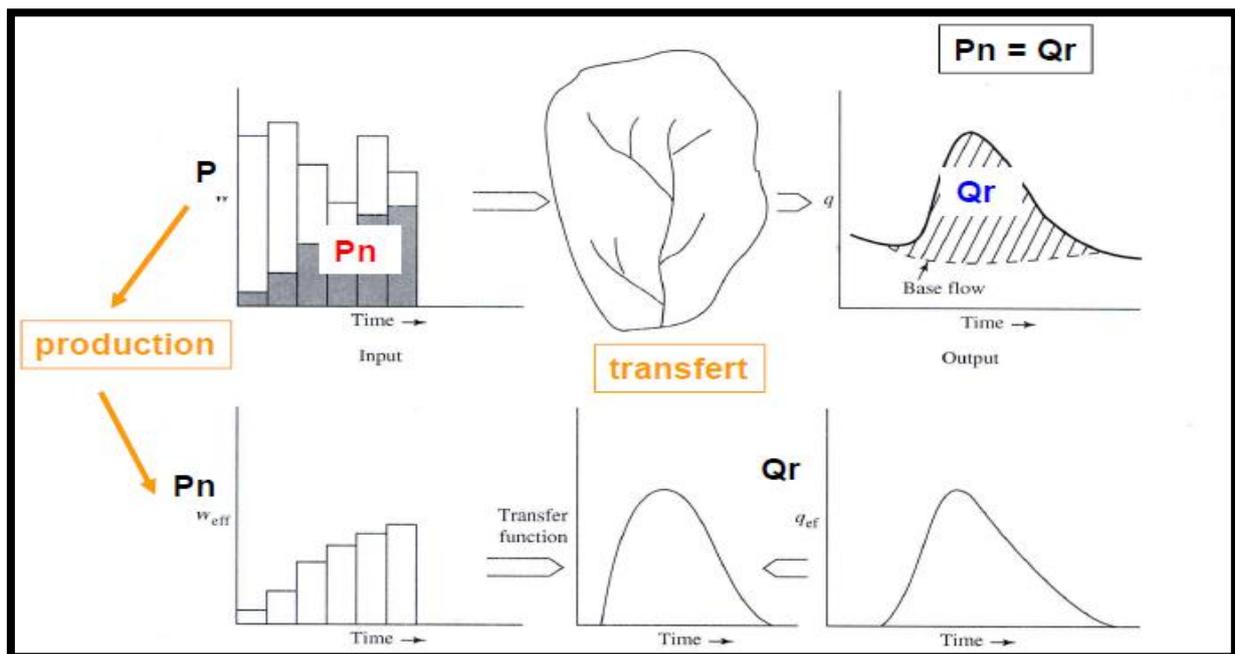
### b) L'outil de simulation HEC-HMS

HEC-HMS est une plate-forme de modélisation Pluie-Débit permettant la combinaison d'une multitude de sous-modèles permettant de décrire différents processus hydrologiques. Ces processus sont le ruissellement direct de surface, l'infiltration dans le sol, l'évapotranspiration,

les écoulements de sub-surface et souterrains (nappes phréatiques). Pour chacun des processus pouvant être impliqués dans la formation des crues à l'exutoire d'un bassin versant donné, il s'agit donc de faire un choix de modèle adapté aux conditions de ruissellement spécifiques de la zone étudiée.

Dans cette étude la transformation de la pluie brute en hydrogramme de crue se traduit par l'application successive de deux fonctions, nommées respectivement fonction de production et fonction de transfert. La fonction de production permet de déterminer le hyétogramme de pluie nette à partir de la pluie brute. La fonction de transfert permet quant à elle de déterminer l'hydrogramme de crue résultant de la pluie nette.

Le modèle HEC-HMS fournit plusieurs fonctions de productions [Gridded Green and Ampt, SCS curve number.....], 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 d'adoption comme modèle de production, et le modèle de transfert sera réalisé par la fonction SCS unit hydrograph.



**Figure III.24 :** Principe de la relation Pluie-Débit : Production et transfert.

#### ➤ Valeurs de CN

Ce paramètre peut prendre des valeurs comprises dans une large gamme : de 30 pour les sols perméables avec des taux d'infiltration importants, jusqu'à 100 pour les masses d'eau. Le CN

d'un bassin versant peut-être estimé en utilisant les tables publiées par le SCS, en fonction de l'occupation, le type des sols, et leur taux d'humidité résiduel (Voir Annexes).

- **L'occupation du sol**

A cause de la non disponibilité des cartes d'occupation du sol des plusieurs régions sur l'échelle nationale, On a penser de produire une carte d'occupation de sol pour le bassin versant d'Oued Sougueur par le traitement d'une image satellitaire avec un logiciel de SIG. Cette image captée le 16/06/2018 par le Satellite LANDSAT 8, télécharger à partir de site : [USGS.gov](http://USGS.gov)

Le **programme Landsat** est le premier programme spatial d'observation de la terre destiné à des fins civiles. Il est développé par l'agence spatiale américaine, la NASA à l'instigation de l'Institut des études géologiques américain (USGS) et du département de l'agriculture au milieu des années 1960. Sept satellites Landsat ont été lancés entre 1972 et 1999 et le huitième a été lancé le 11 février 2013. Les instruments embarqués sur les satellites Landsat ont permis de capturer plusieurs millions d'images. Celles-ci constituent des ressources uniques pour l'étude des changements climatiques, l'utilisation des sols, la cartographie, la gestion de l'habitat ; ainsi que pour de nombreuses autres applications dans les domaines de l'agriculture, la géologie, la sylviculture, l'éducation, etc.

Le programme Landsat vraiment est un succès technique et scientifique.



**Figure III.25** : Satellite LANDSAT 8 en mission autour de la terre.  
(Image de site Indonésien Foresteract)

- **Le type de sol**

La structure du sol peut favoriser les inondations dans les cas où elle présente une forte imperméabilité des eaux, facilitant l'écoulement d'une lame d'eau importante en surface, dans la ville de Sougueur ce facteur n'est pas très répandue. La majorité des terrains sont des terrains gréseux à calcaro-gréseux, très fissurée laissant l'infiltration des eaux de ruissellement, sauf quelques poches présentent des horizons argileux avec une morphométrie plane donnant la naissance des lacs d'eau, donc on va choisir un sol de type A.

Après avoir choisi ces conditions initiales et déterminé les différentes occupations de notre bassin, on réfère aux tables publiées par le SCS (Voir l'annexe), afin de fixer la valeur de CN pour chaque catégorie.

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

**Tableau n° III.20 :** Catégories d'occupation du sol et valeurs de CN. (Source : Urban Hydrology for Small Watersheds\_tr55).

Catégorie	Valeur de CN
Forêt	36
Habitat dense	46-57 (selon la surface)
Zone non cultivée	77
Zone urbaine	81
Zone cultivée	58
Habitat moyennement dense	46-57 (selon la surface)
Cours d'eau	77

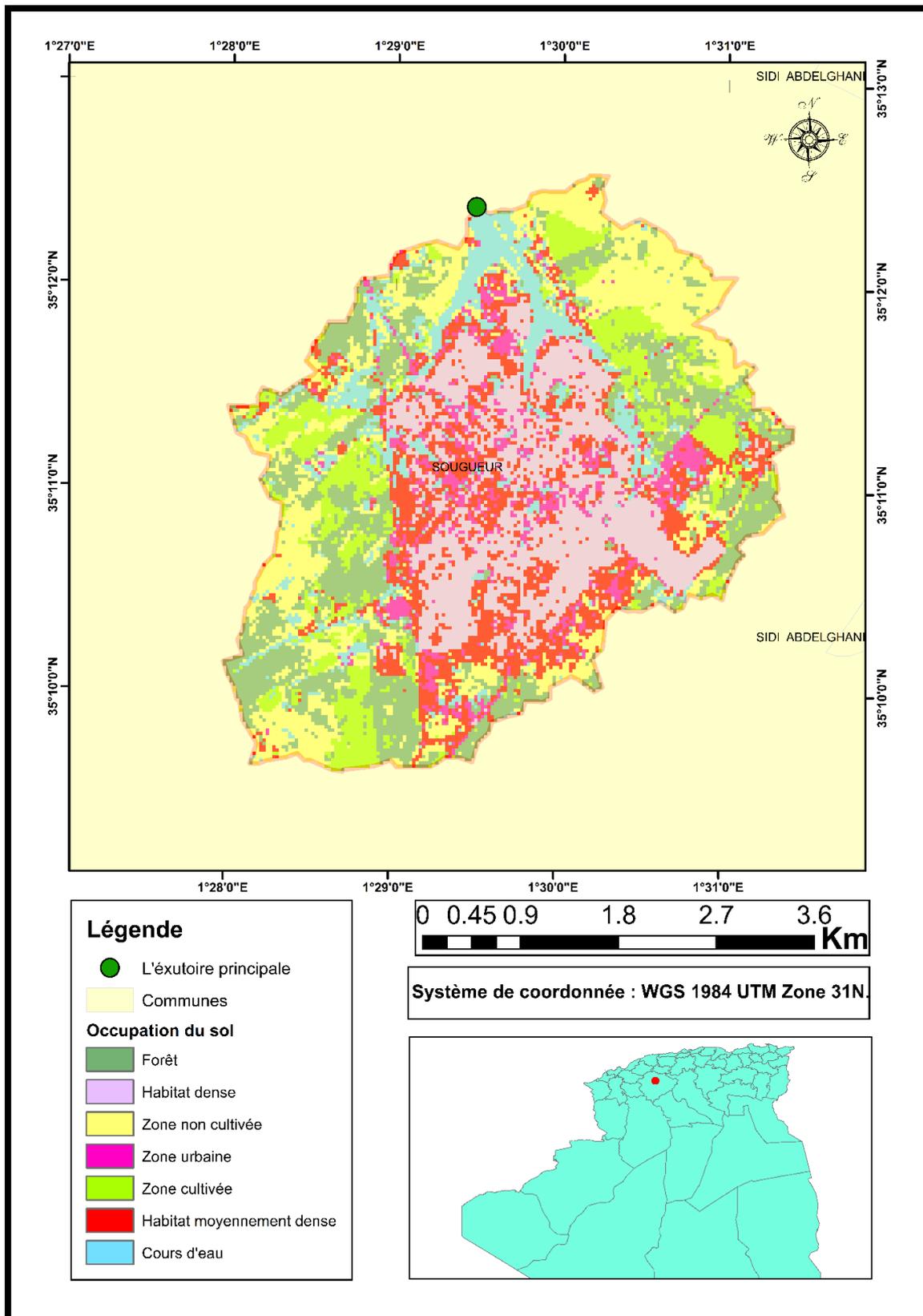


Figure III.26 : Carte d'occupation du sol de bassin versant d'Oued Sougueur

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 :

$$CN_p = \frac{\Sigma(CN_i * S_i)}{S} \quad (III. 42)$$

**Tableau n° III.21** : Exemple de détermination du CN SBV1.

Type	S(Km <sup>2</sup> )	CN	
Forêt	0.173	36	6.228
Habitat dense	0.008	57	0.456
Zone non cultivée	0.837	77	64.449
Zone urbaine	0.023	81	1.863
Zone cultivée	0.195	58	11.13
Habitat moyennement dense	0.073	46	3.358
		<b>CN<sub>p</sub></b>	<b>66.376</b>

Par la même méthode on fait le calcul de CN Pondéré de tout les sous bassins versants.

**Tableau n° III.22 :** Curve number pondéré pour les différents sous bassins versants.

BV	Surface (Km <sup>2</sup> )	CNp
BVG	18,385	56,143
1	1,318	66,376
2	2,083	51,515
3	2,875	52,509
4	2,982	54,242
5	2,094	57,748
6	1,433	57,330
7	1,791	58,908
8	0,064	70,195
9	2,191	59,969
10	1,537	52,197

➤ **Détermination de pourcentage des surfaces imperméables**

Les surfaces imperméables sont les surfaces extrêmement urbanisées (rues goudronnées, trottoirs en béton, toitures de maisons...). Leurs déterminations facilitent le calcul de coefficient

D'imperméabilisation  $C_{imp}$  telle que :

$$C_{imp,\%} = \frac{\sum S_{imp}}{S} * 100 \quad (III. 43)$$

Avec

$S_{imp}$  : les surfaces imperméables (en Km<sup>2</sup>) ;

$S$  : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

**Tableau n° III.23** : pourcentages des surfaces imperméabilisées et C<sub>imp</sub>.

BV	Surface (Km <sup>2</sup> )	S <sub>imp</sub> (Km <sup>2</sup> )	C <sub>imp,%</sub>
BVG	18,385	7,5617	41,130
1	1,318	0,104	7,891
2	2,083	1,935	92,895
3	2,875	2,137	74,330
4	2,982	0,884	29,645
5	2,094	0,067	3,200
6	1,433	1,114	77,739
7	1,791	0,345	19,263
8	0,064	0,0117	18,281
9	2,191	0,36	16,431
10	1,537	0,604	39,297

➤ **Présentation de sous modèle 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 :

$$lag = 0.6 * t_c \quad (III. 44)$$

Avec

T<sub>c</sub> : Temps de concentration du bassin versant.

**Tableau n° III.14** : Calcul du temps de parcours lag time.

BV	Temps de concentration (mn)	lag time(min)
BVG	30	18
1	12,204	7,323
2	11,846	7,108
3	17,208	10,325
4	15,775	9,465
5	14,672	8,803
6	5,762	3,457
7	17,364	10,419
8	9,517	5,710
9	12,850	7,710
10	11,676	7,005

### c) 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 :

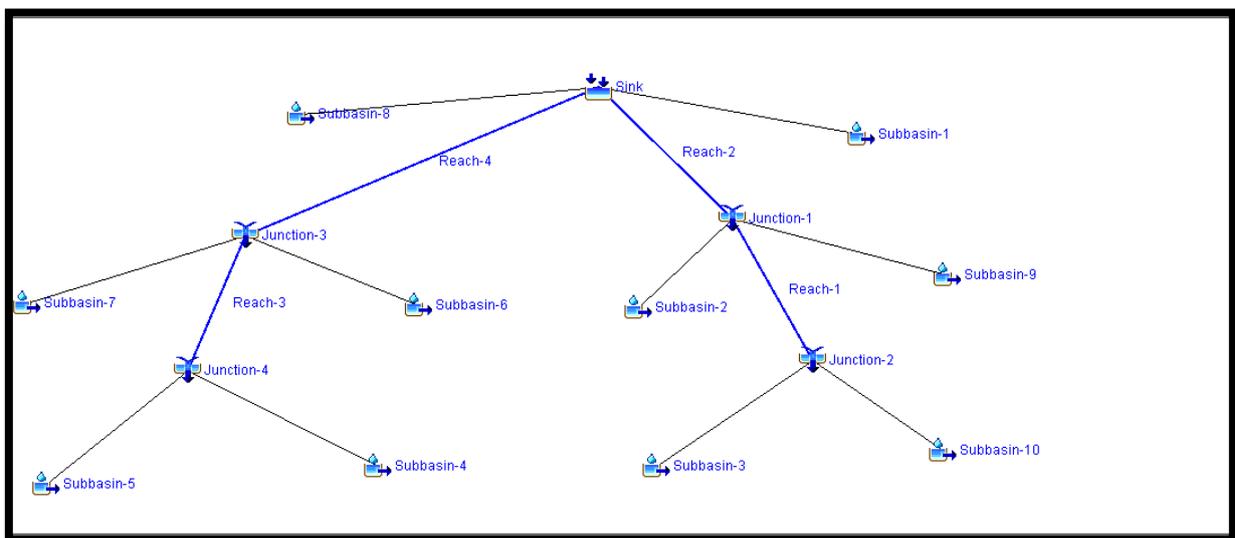
- La modélisation du bassin versant.
- La modélisation des précipitations.

#### ➤ 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 dix bassins versants élémentaires, et un seul exutoire regroupe toutes les sous bassins versants.

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, impervious, lag time...) avec le choix de leur exutoire.



**Figure III.27** : La modélisation du bassin versant de la ville de Sougueur par le logiciel HEC-HMS.

---

➤ **Modélisation des précipitations**

Dans cette rubrique on introduit les deux séries des pluies de durée partielle issue de tableau III.15 (Pluie de courte durée) pour les deux périodes de retour 100 et 50 ans. Suivant un scénario de simulation choisi, Ce scénario prene en considération les pluies centennales puis les pluies cinquantennales d'une durée de 6 heures avec un pas de temps d'une 15 mn, Puisque la majorité des inondations en Algérie sont dues à des crues de période de retour centennale et des intensités inferieur à 6h.

➤ **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).

➤ **Résultats de la simulation**

- **Graphes des simulations**

Les hydrogrammes de crue pour les sous bassins versants 1 jusqu'à 5 (pour un période de retour de 50 ans)

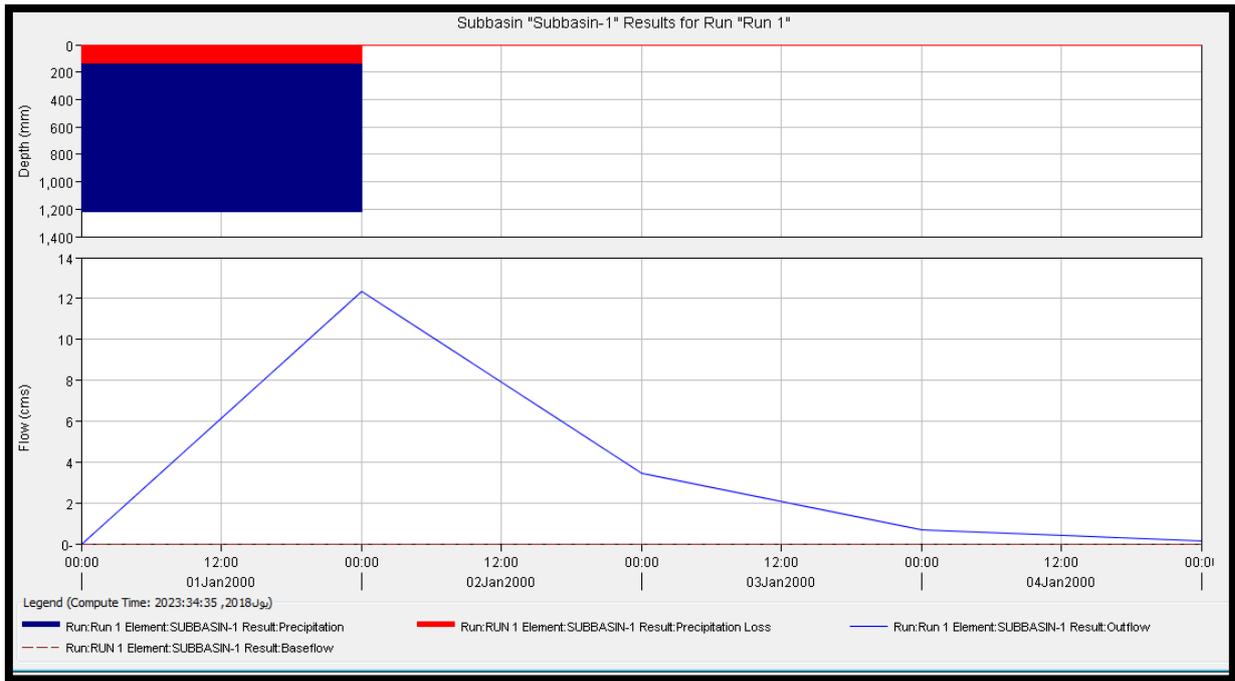


Figure III.28 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 1.

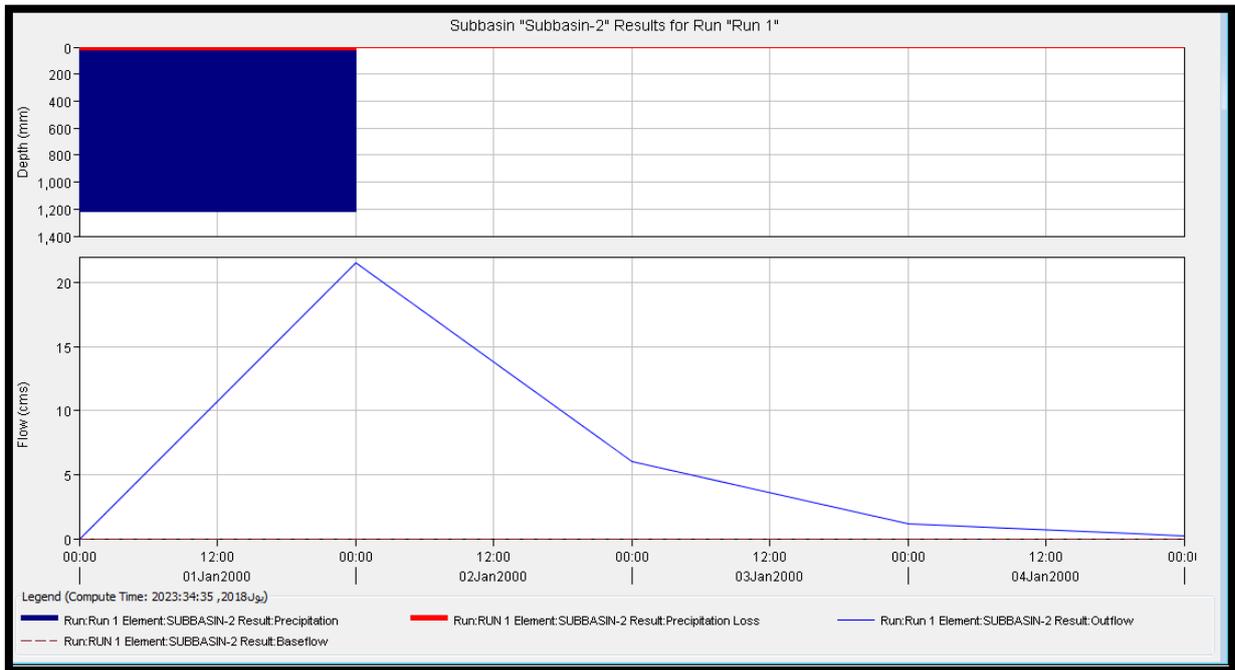


Figure III.29 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 2.

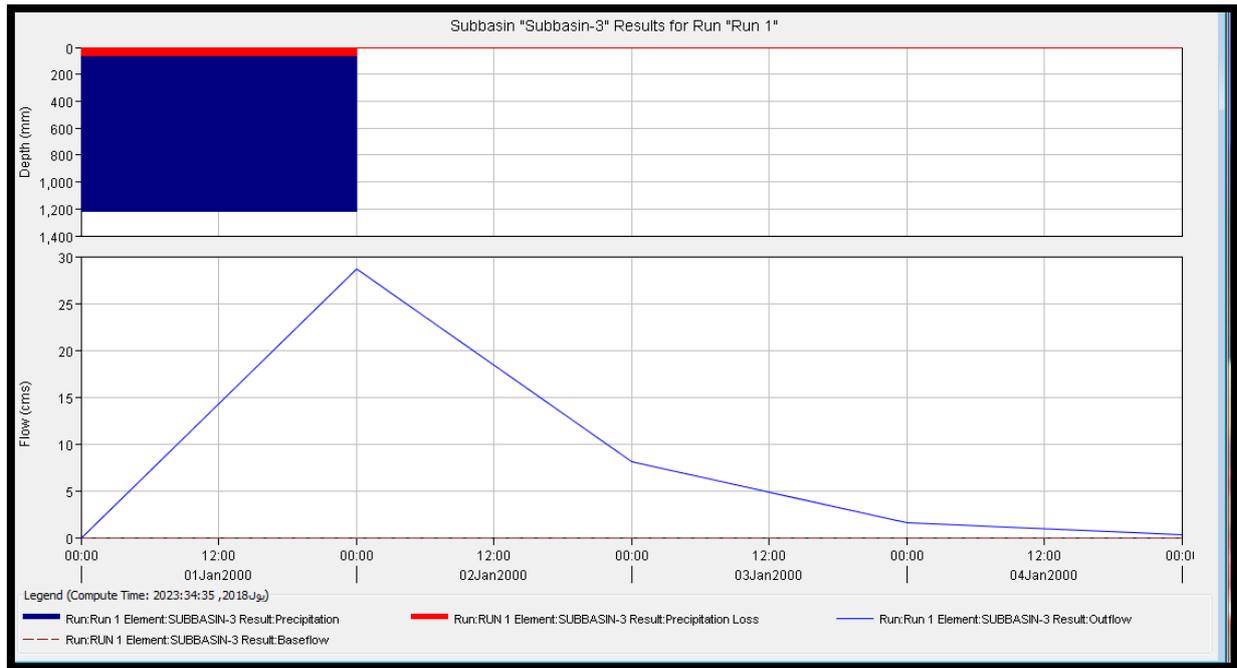


Figure III.30 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3.

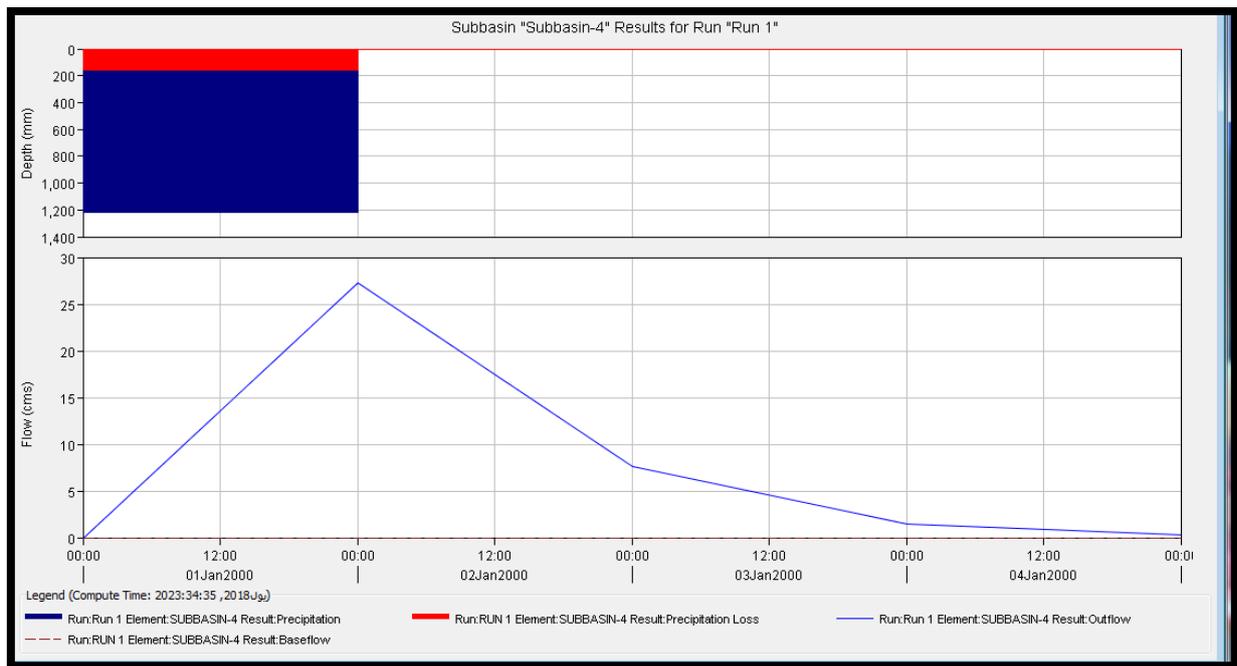


Figure III.31 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 4.

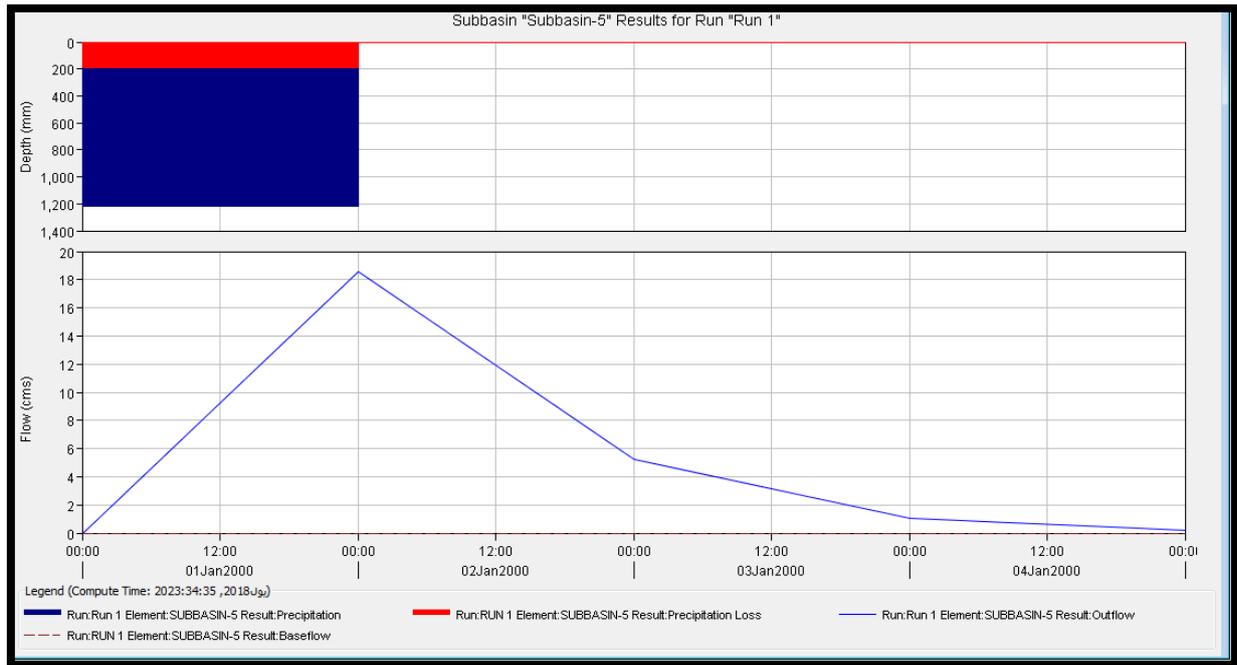


Figure III.32 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 5.

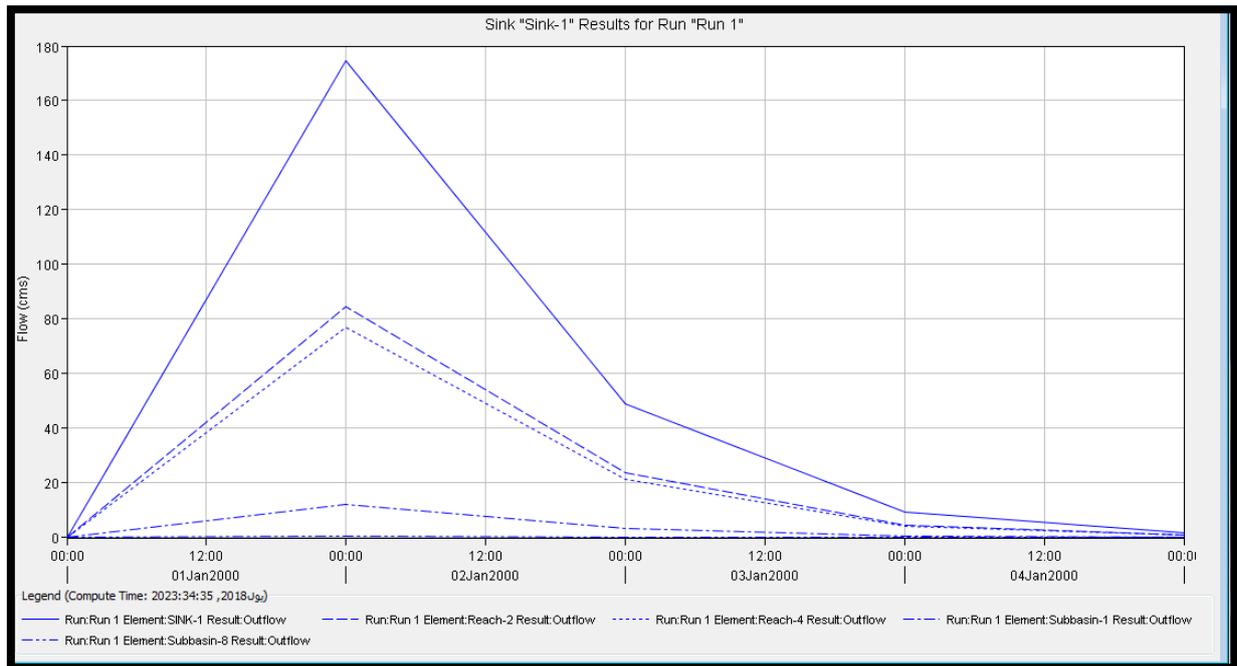


Figure III.33 : Hydrogramme de crue du bassin versant global.

Les hydrogrammes de crue pour les sous bassins versants 6 jusqu'à 10 (pour un période de retour de 100 ans)

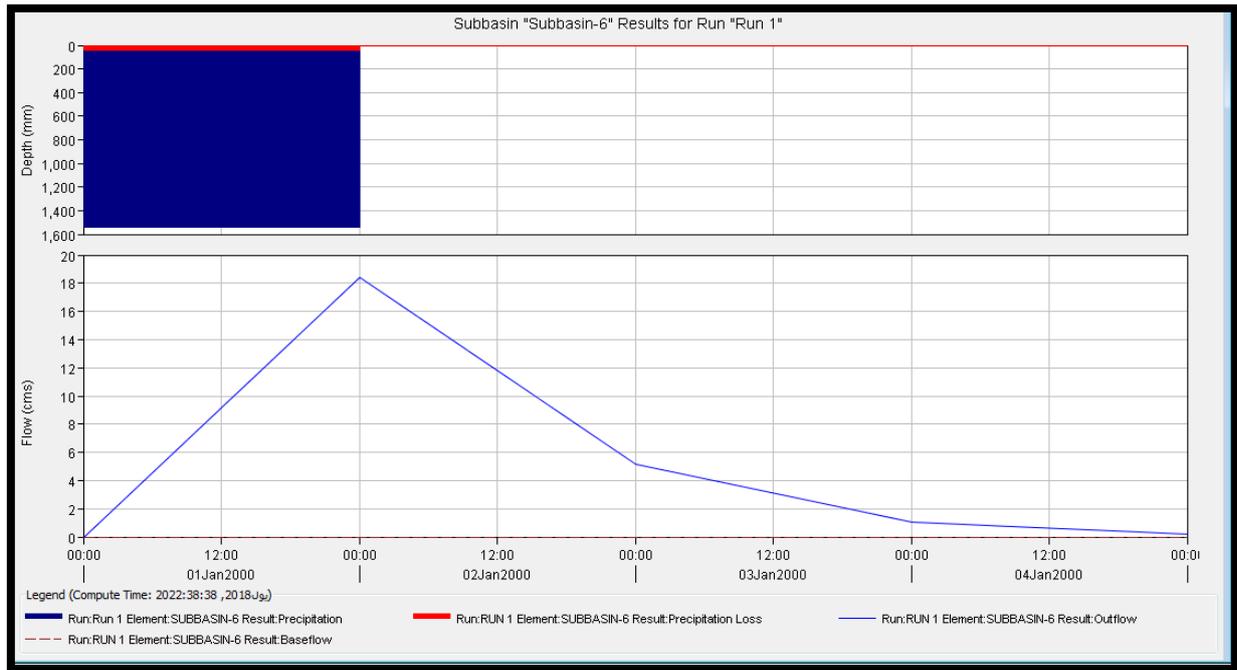


Figure III.34 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 6.

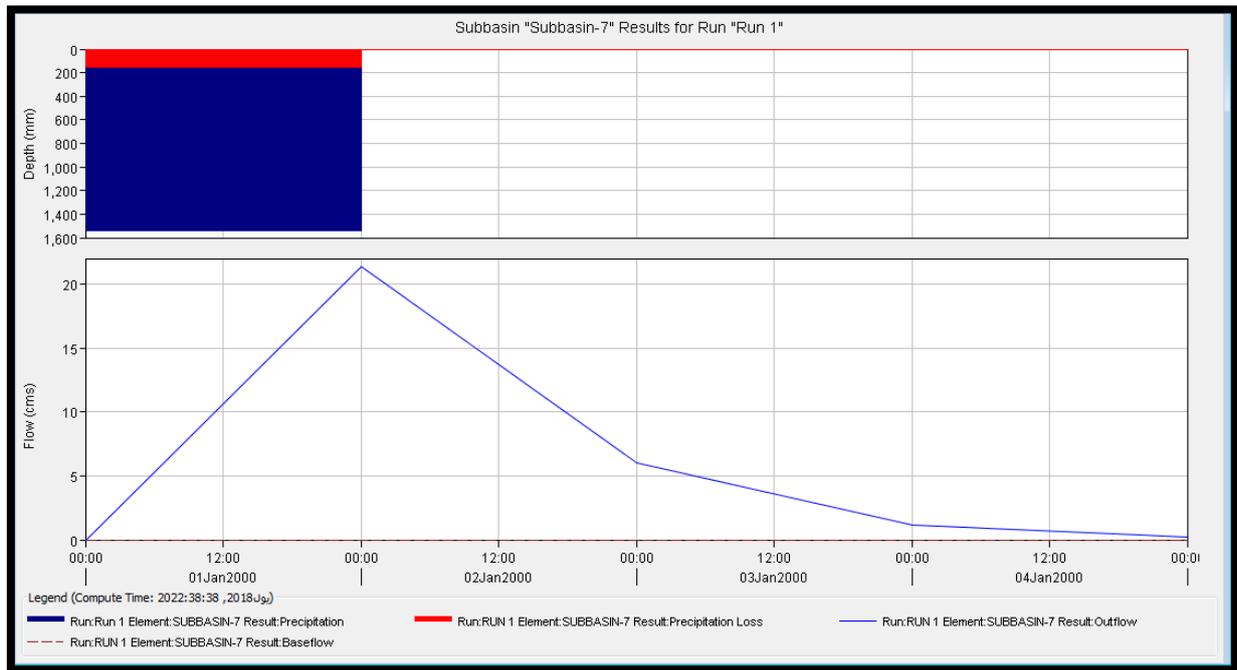


Figure III.35 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 7.

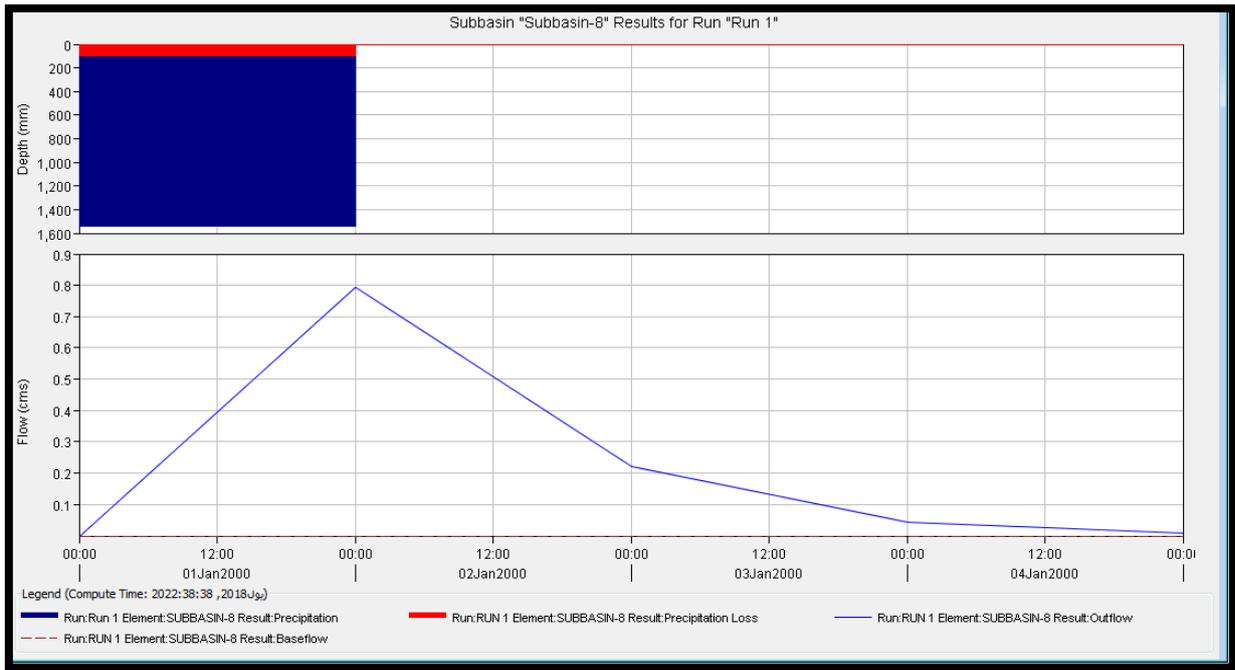


Figure III.36 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 8.

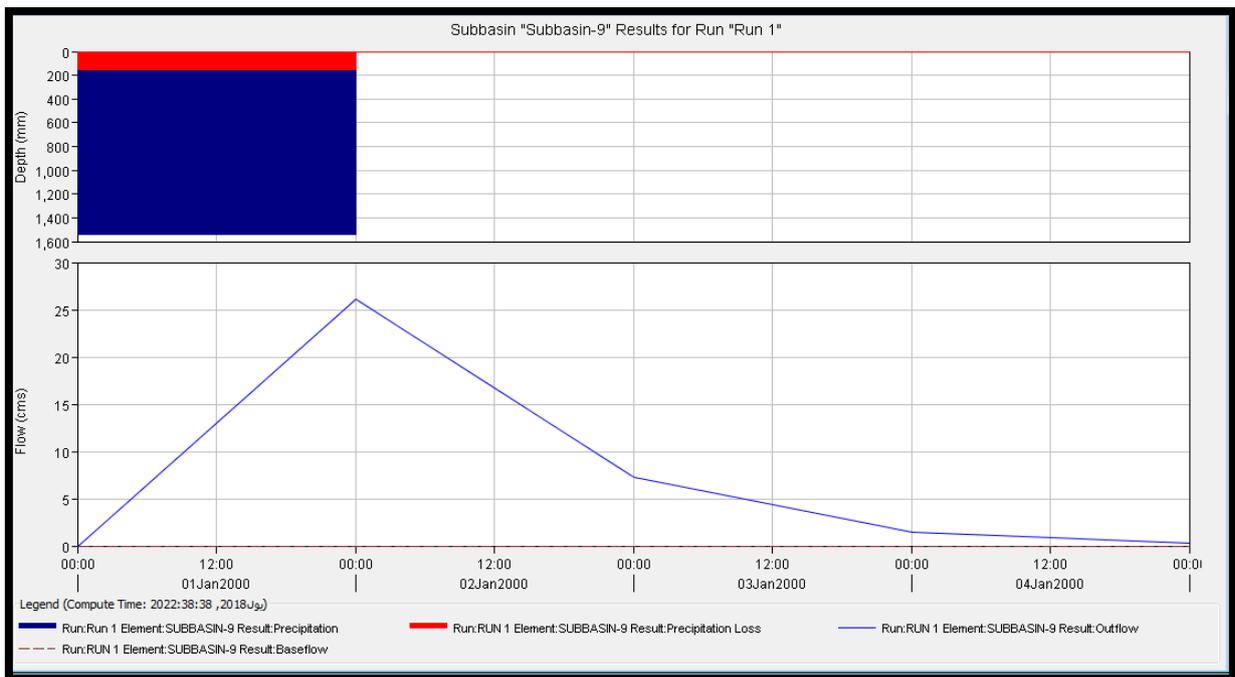


Figure III.37 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 9.

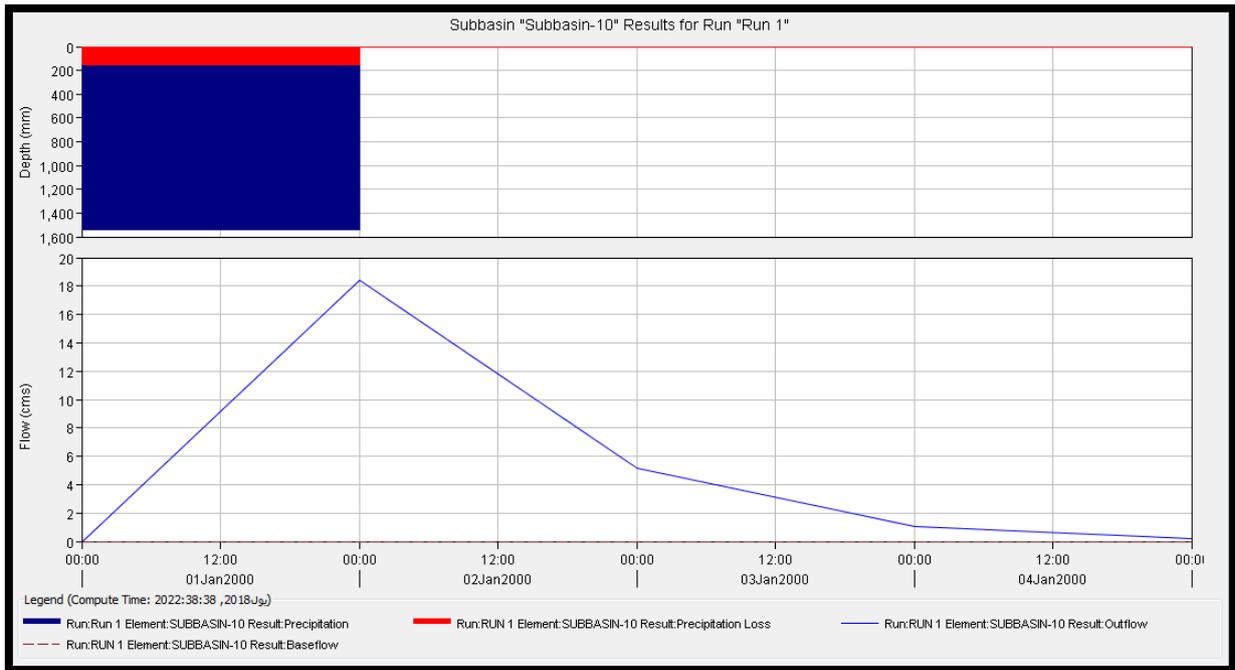


Figure III.38 : Hydrogramme de crue du sous bassin versant 10.

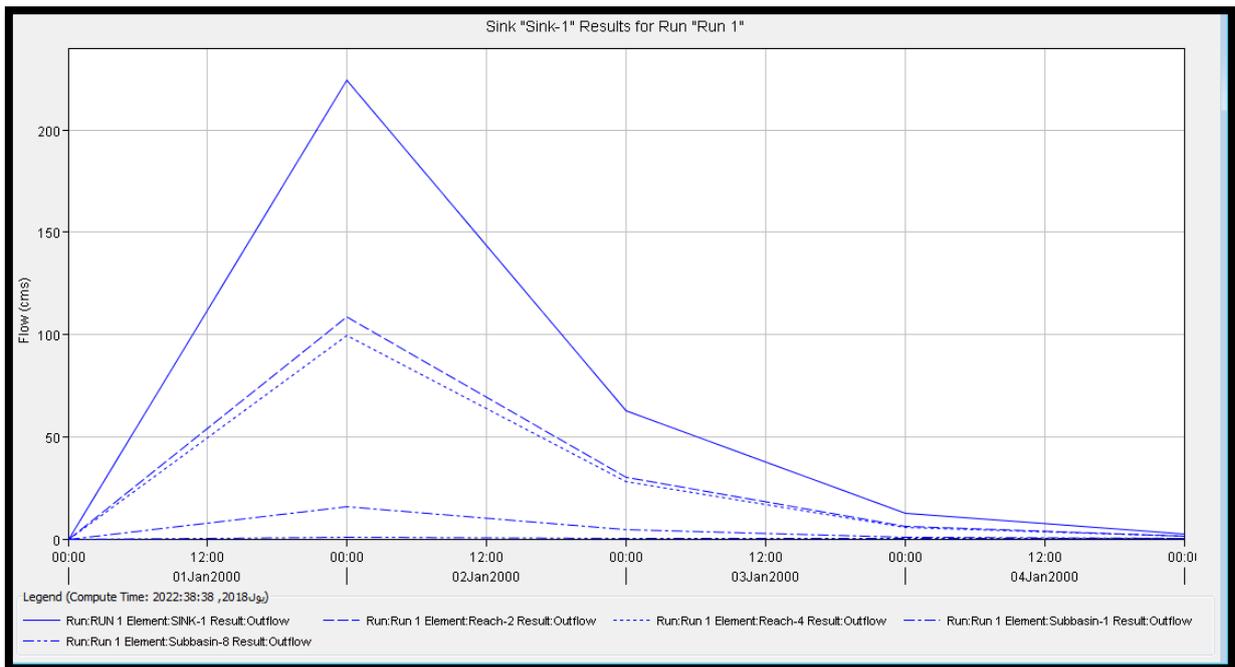


Figure III.39 : Hydrogramme de crue du bassin versant global.

- Tableaux récapitulatifs des résultats (Summary table)

Les résultats de simulation pour une période de retour 50 ans sont :

Project: Sougueur\_basin Simulation Run: Run 1

Start of Run: 00:00,2000L01 Basin Model: Sougueur basin 0  
 End of Run: 00:00,2000L05 Meteorologic Model: SougueurMet3  
 Compute Time: 23:34:35,2018Jy20 Control Specifications: Control3

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-3	2.875	28.7	00:00,2000L02	1156.06
Subbasin-10	1.537	14.2	00:00,2000L02	1071.42
Junction-2	4.412	42.9	00:00,2000L02	1126.57
Reach-1	4.412	42.9	00:00,2000L02	1126.57
Subbasin-9	2.191	20.2	00:00,2000L02	1065.23
Subbasin-2	2.083	21.6	00:00,2000L02	1199.50
Junction-1	8.686	84.6	00:00,2000L02	1128.59
Reach-2	8.686	84.6	00:00,2000L02	1128.59
Subbasin-4	2.982	27.3	00:00,2000L02	1059.86
Subbasin-5	2.094	18.6	00:00,2000L02	1026.24
Junction-4	5.076	45.8	00:00,2000L02	1045.99
Reach-3	5.076	45.8	00:00,2000L02	1045.99
Subbasin-7	1.791	16.5	00:00,2000L02	1064.49
Subbasin-6	1.433	14.5	00:00,2000L02	1172.41
Junction-3	8.300	76.8	00:00,2000L02	1071.81
Reach-4	8.300	76.8	00:00,2000L02	1071.81
Subbasin-1	1.318	12.4	00:00,2000L02	1086.76
Subbasin-8	0.064	0.6	00:00,2000L02	1118.85
Sink-1	18.368	174.4	00:00,2000L02	1099.90

Figure III.40 : Résultats de simulation (T= 50 ans).

Les résultats de simulation pour une période de retour 100 ans sont :

Project: Sougueur\_basin Simulation Run: Run 1

Start of Run: 00:00,2000L01 Basin Model: Sougueur basin 0  
 End of Run: 00:00,2000L02 Meteorologic Model: SougueurMet3  
 Compute Time: 21:50:18,2018Jy20 Control Specifications: Control3

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-3	2.875	36.6	00:00,2000L02	549.32
Subbasin-10	1.537	18.4	00:00,2000L02	516.81
Junction-2	4.412	54.9	00:00,2000L02	537.99
Reach-1	4.412	54.9	00:00,2000L02	537.99
Subbasin-9	2.191	26.1	00:00,2000L02	514.85
Subbasin-2	2.083	27.3	00:00,2000L02	565.99
Junction-1	8.686	108.3	00:00,2000L02	538.87
Reach-2	8.686	108.3	00:00,2000L02	538.87
Subbasin-4	2.982	35.4	00:00,2000L02	512.50
Subbasin-5	2.094	24.2	00:00,2000L02	499.85
Junction-4	5.076	59.6	00:00,2000L02	507.28
Reach-3	5.076	59.6	00:00,2000L02	507.28
Subbasin-7	1.791	21.3	00:00,2000L02	514.52
Subbasin-6	1.433	18.4	00:00,2000L02	555.68
Junction-3	8.300	99.4	00:00,2000L02	517.20
Reach-4	8.300	99.4	00:00,2000L02	517.20
Subbasin-1	1.318	16.0	00:00,2000L02	523.30
Subbasin-8	0.064	0.8	00:00,2000L02	535.57
Sink-1	18.368	224.5	00:00,2000L02	527.95

Figure III.41 : Résultats de simulation (T= 100 ans).

### III.2.2.4 Résultats et discussion des différentes méthodes

#### ➤ Comparaison des valeurs de débits

Le tableau suivant montre les débits qui en résultent de chaque approche et pour les deux périodes de retour ( $T = 50, 100$  ans).

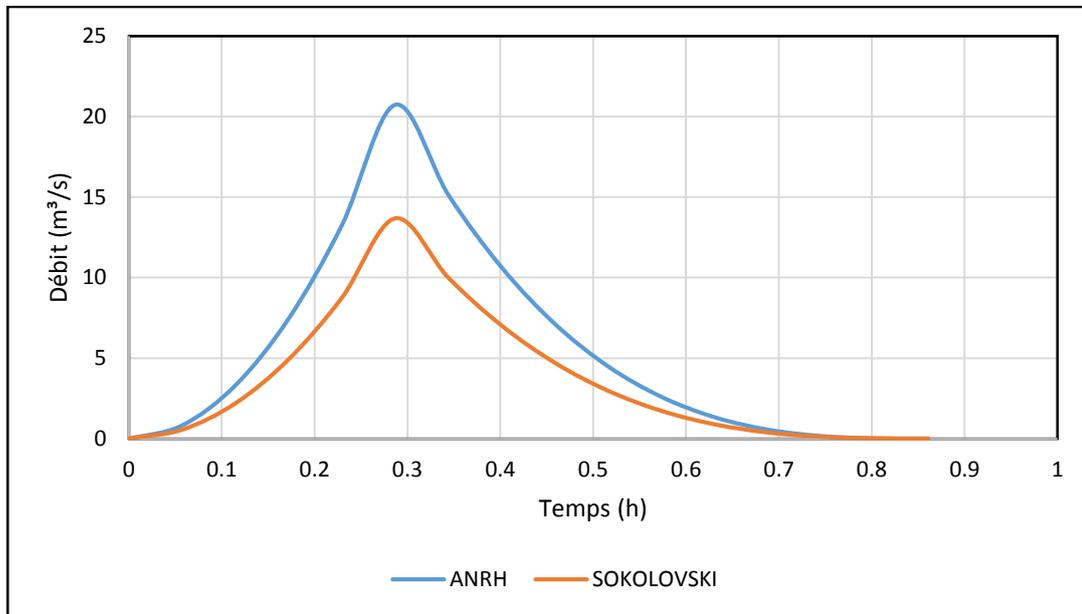
**Tableau n° III.25 :** Comparaison des trois approches.

SB	Débit $Q(m^3/s)$ , $T = 50$ ans			Débit $Q(m^3/s)$ , $T = 100$ ans		
	ANRH	Sokolovsky	SCS	ANRH	Sokolovsky	SCS
<b>SBV 1</b>	7.224	5.437	12.400	9.691	6.860	16.000
<b>SBV 2</b>	11.548	8.660	21.600	15.492	10.926	27.300
<b>SBV 3</b>	15.453	10.842	28.700	20.730	13.680	36.600
<b>SBV 4</b>	15.882	11.503	27.300	21.306	14.513	35.400
<b>SBV 5</b>	11.319	8.227	18.600	15.184	10.380	24.200
<b>SBV 6</b>	8.120	7.177	14.500	10.893	9.054	18.400
<b>SBV 7</b>	9.564	6.742	16.500	12.830	8.506	21.300
<b>SBV 8</b>	0.355	0.281	0.600	0.476	0.355	0.800
<b>SBV 9</b>	12.127	8.915	20.200	16.268	11.248	26.100
<b>SBV 10</b>	8.531	6.407	14.200	11.445	8.083	18.400

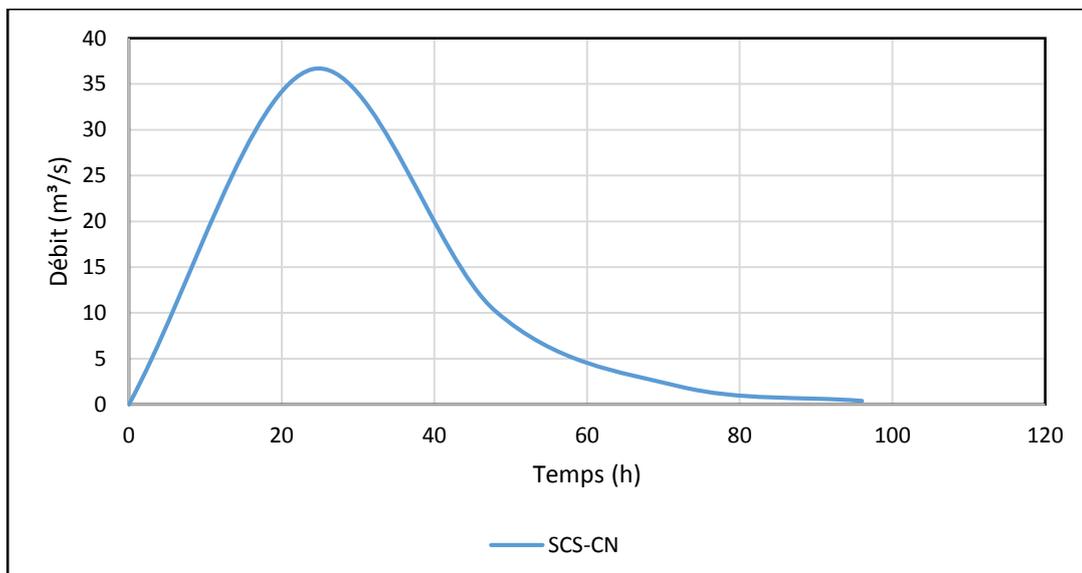
Si l'on examine les valeurs de débits des trois méthodes une à une pour chaque sous bassin, et pour les deux périodes de retour ( $T = 50, 100$  ans), on remarquera que les trois approches ne présentent pas une grande différence, cependant, pour s'assurer si elles donnent les mêmes résultats il faudra comparer les hydrogrammes de crue et ça la raison de choisir ces trois approches, la formule de l'ANRH à cause de sa forte présence sur l'échelle nationale, la formule de Sokolovsky à cause de l'efficacité de sa hydrogramme de crue et la méthode de SCS-CN à cause de sa pertinence et sa présence sur l'échelle internationale. Alors il en découlera forcément une divergence dans la simulation et de l'hydrogramme puisque dans chaque méthode, on estime les temps de base et de montée d'une façon bien distincte sauf pour les deux méthodes ANRH et SOKOLOVSKY parce que on a tracé les hydrogrammes de crue de la méthode ANRH par les formules de l'hydrogramme de crue de SOKOLOVSKY parce qu'il est le meilleur et le plus utilisé.

➤ **Comparaison des hydrogrammes de crue**

On prendra comme exemple le sous bassin 3, pour lequel on va dresser les trois hydrogrammes de crue de période de retour 100 ans.



**Figure III.42 :** Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3 par les deux approches ANRH et SOKOLOVSKI (T=100 ans).



**Figure III.43 :** Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3 par l'approche SCS-CN (T=100 ans).

On remarque que les temps de base divergent d'un graphe à l'autre, ainsi les crues ne surviennent pas au même moment. Ce qui explique une différence totale entre les simulations des événements par les trois méthodes et la non concordance entre les hydrogrammes de crue. Puisque, on ne dispose pas de données de mesure qui pourraient faire objet de référence. On ne peut pas choisir la méthode à prendre en se basant sur des résultats mais plutôt en se basant sur la démarche de la méthode en question. **Donc, on va prendre la méthode SCS qui s'établit sur des données hydrologiques réelles et prend en considération la variation de l'humidité, du type du sol ainsi que l'interception par le couvert végétal.**

### III.3 Les Ecoulements

Dans la pratique, on se heurte souvent lors des dimensionnements des ouvrages à un manque de données qui sont essentielles pour les estimations des grandeurs hydrologiques, pour cela plusieurs formules empiriques développeront dans le reste de travail.

#### III.3.1 Détermination des apports liquides moyennes interannuels

A cause de l'absence des données d'observation hydrométriques, Le calcul de l'apport moyen annuel s'est basé sur l'utilisation des formules empiriques suivantes :

##### III.3.1.1 Formule de l'ANRH

$$Le = 0.915 \cdot P_0^{2.684} \cdot S^{-0.158842} \dots\dots\dots (III. 45)$$

Où

$P_0$  : Pluie moyenne [m] ;

$S$  : Superficie du bassin versant [Km<sup>2</sup>].

##### III.3.1.2 Formule de D. JERI (I)

Appliquée sur plus de 65 petits bassins versants, l'auteur de cette formule a développé une méthodologie basée sur les corrélations multiples.

$$Le = 0.915 \cdot P_0^{2.684} \cdot S^{k-1842} \dots\dots\dots (III.46)$$

Où

$P_0$  : Pluie moyenne en [m] ;

$S$  : Surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>] ;

$k$  est un constant entre 0.7 et 0.9 ( $k = 0.7$  pour notre bassin versant) (DRE)

$Le$  : lame d'eau écoulée en [mm].

### III.3.1.3 Formule de COUTAGNE

$$Le = P * (0.16 - 0.00145 * S^{0.5}) \quad (III. 47)$$

Où

$P_0$  : Pluie moyenne en [mm] ;

$S$  : Surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>] ;

$Le$  : lame d'eau écoulée en [mm].....

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.26** : Synthèse des résultats de calcul de lame d'eau écoulée (mm).

Les Bassins	ANRH	D.JERI (I)	COUTAGNE
<b>BVG</b>	46.083	30.478	59.975
<b>1</b>	69.884	67.197	61.751
<b>2</b>	65.008	58.576	61.584
<b>3</b>	61.781	53.178	61.441
<b>4</b>	61.426	52.598	61.423
<b>5</b>	64.954	58.483	61.582
<b>6</b>	68.966	65.531	61.723
<b>7</b>	66.578	61.291	61.643
<b>8</b>	112.706	166.521	62.257
<b>9</b>	64.491	57.694	61.563
<b>10</b>	68.207	64.168	61.699

### Interprétation

On remarque que les résultats varient un peu d'une méthode à une autre et [on va prendre les résultats de la formule de COUTAGNE](#), car elle est la plus stable et la plus proche de la moyenne.

L'apport liquides est donné par :  $A = Le * S$  (III. 48)

Avec

S : Surface du bassin versant [Km<sup>2</sup>]

Le : Lamé d'eau écoulée [m]

A : Apport liquide [Hm<sup>3</sup>]

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.27** : les résultats de calcul des apports liquides moyennes interannuels (Hm<sup>3</sup>).

Les Bassins	Lamé d'eau écoulée (mm)	Apport liquides (Hm <sup>3</sup> )
<b>BVG</b>	59.975	1.103
<b>1</b>	61.751	0.081
<b>2</b>	61.584	0.128
<b>3</b>	61.441	0.177
<b>4</b>	61.423	0.183
<b>5</b>	61.582	0.129
<b>6</b>	61.723	0.088
<b>7</b>	61.643	0.110
<b>8</b>	62.257	0.004
<b>9</b>	61.563	0.135
<b>10</b>	61.699	0.095

### III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

#### III.3.2.1 Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = A_0 / T \quad (\text{III. 49})$$

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (litre) ;

T : Temps d'une année en secondes.

#### III.3.2.2 Module de l'écoulement relatif

Il est donné par :

$$M_0 = M_e / S \quad (\text{III. 50})$$

M<sub>e</sub> : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

#### III.3.2.3 Lamé d'eau écoulée

$$L_e = A_0 / S \quad (\text{III. 51})$$

$A_0$  : Apport moyen annuel ( $Hm^3$ ) ;

$S$  : Superficie du bassin ( $Km^2$ ).

### III.3.2.4 Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{moy} \quad (III. 52)$$

$L_e$  : lame d'eau écoulée (mm) ;

$P_0$  : Pluie moyenne annuels (mm).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.28** : les résultats de calcul des caractéristiques de l'écoulement.

Les Bassins	$M_e$ (l/s)	$M_0$ (l/s/ $Km^2$ )	$L_e$ (mm)	$C_e$
<b>BVG</b>	34.965	1.902	59.975	0.154
<b>1</b>	2.581	1.958	61.751	0.158
<b>2</b>	4.068	1.953	61.584	0.158
<b>3</b>	5.601	1.948	61.441	0.158
<b>4</b>	5.808	1.948	61.423	0.157
<b>5</b>	4.089	1.953	61.582	0.158
<b>6</b>	2.805	1.957	61.723	0.158
<b>7</b>	3.501	1.955	61.643	0.158
<b>8</b>	0.126	1.974	62.257	0.160
<b>9</b>	4.277	1.952	61.563	0.158
<b>10</b>	3.007	1.956	61.699	0.158

### III.4 Transport solide

Les cours d'eau transportent les matières solides (bloc, cailloux, graviers, sables, limons) en quantités variables et quelquefois considérables. La connaissance de ces transports solides est fondamentale dans les études des aménagements hydrauliques. Les eaux des cours d'eau transportent les sédiments sous deux formes : par charriage et en suspension (Meddi et al, 1999)

Dans notre étude, l'estimation du transport solide est basée sur les trois formules empiriques suivantes :

### III.4.1 Formule de Fournier

$$Ta = \frac{1}{36} \left[ \frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[ \frac{h}{S} \right]^{0,46} \quad (\text{III. 53})$$

Avec

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup>/an) ;

Pm : Pluie du mois le plus pluvieux (mm) ;

Pa : Pluie moyenne interannuelle (mm) ;

H : 45% de la différence entre l'altitude maximum et minimum du bassin versant (m) ;

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

### III.4.2 Formule de Saidi

$$\text{I) } Qs = 19 * M0^{1.246} * Ce^{-0.885842} \quad (\text{III. 54})$$

$$\text{II) } Qs = 0.896 * M0^{0.361} * P0^{+0.885842} \quad (\text{III. 55})$$

Avec

M0 : module d'écoulement ;

Ce : Coefficient d'écoulement ;

P0 : pluie annuelle (mm).

### III.4.3 Formule de Tixeront

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$Ta = \alpha * Le^{0.15842} \quad (\text{III. 56})$$

Ta : Taux d'abrasion (T/km<sup>2</sup>/an) ;

Le : La lame d'eau écoulée en mm ;

$\alpha$  : égale à 8.5 pour un bassin de perméabilité élevée.

**Tableau n° III.29** : Les différentes valeurs de «  $\alpha$  » selon la perméabilité. (MEDDI et al, 1999)

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.30** : les résultats de calcul les Taux d'abrasion (T/Km<sup>2</sup>/an).

Les Bassins	Fournier	Saidi I	Saidi II	Tixeront
<b>BVG</b>	36.409	221.912	221.911	10.431
<b>1</b>	54.097	224.261	224.260	10.446
<b>2</b>	55.227	224.042	224.041	10.445
<b>3</b>	42.281	223.855	223.853	10.443
<b>4</b>	53.744	223.832	223.830	10.443
<b>5</b>	60.701	224.040	224.038	10.445
<b>6</b>	63.153	224.225	224.224	10.446
<b>7</b>	50.337	224.120	224.119	10.445
<b>8</b>	105.308	224.923	224.922	10.450
<b>9</b>	43.330	224.015	224.014	10.444
<b>10</b>	52.208	224.193	224.192	10.446

### Interprétation et Discussion

On remarque que les résultats obtenus diffèrent considérablement d'une formule à l'autre, c'est pour cela qu'il est difficile d'évaluer d'une façon précise le transport solide en se basant sur ces dernières seulement, [pour cela on va prendre les résultats de la formule de SAIDI](#), car elles sont les plus proches aux valeurs de bilan des transports solides en suspension de station d'Oued Mina aux cours de quelques années (voir annexes), cité par le professeur MEDDI Mohamed dans le Revue Marocaine du Génie Civil N°79 [ Les deux expressions de la formule de SAIDI donnent les mêmes résultats et ça prouve la pertinence et la bonne qualité de ce travail de Mr SAIDI ]. La station d'Oued Mina est très proche à la zone d'étude et qu'obéit presque aux même conditions pluviométrique, hydrométrique, lithologique et couvert végétal à celle-ci.

Le débit solide est donné par la formule :  $Q_s = T_a * S$  (III. 57)

$T_a$  : taux d'abrasion (T/Km<sup>2</sup> /an) ;

$S$  : surface de bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau n° III.31** : les résultats de calcul des débits solides (T/an).

Les Bassins	$T_a$ (T/Km <sup>2</sup> /an)	$Q_s$ (T/an)
<b>BVG</b>	221.912	4079.851
<b>1</b>	224.261	295.577
<b>2</b>	224.042	466.680
<b>3</b>	223.855	643.583
<b>4</b>	223.832	667.466
<b>5</b>	224.040	469.139
<b>6</b>	224.225	321.315
<b>7</b>	224.120	401.400
<b>8</b>	224.923	14.395
<b>9</b>	224.015	490.817
<b>10</b>	224.193	344.585

### 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 GEV, avec un quantile centennal estimé à 108 mm.

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

Les deux modèles d'estimation de débit de pointe de la crue à savoir le modèle empirique et le modèle HEC-HMS ont donné des résultats très proches, on prend celle issue de modèle HEC-HMS pour faire la simulation d'écoulement et le dimensionnement voire la robustesse de ce modèle.

En terminant notre travail par un calcul numérique sur l'écoulement et le transport solide Parce que cette étape est primordiale dans les études des aménagements hydrauliques.

**Chapitre IV : Calcul  
hydraulique du risque aux  
inondations**

## Chapitre IV

### CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX INONDATIONS

#### 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 d'inondation, s'avère indispensable.

Pour ce faire, nous entamons cette partie avec une description générale des cours d'eau et les différents ouvrages existants afin de recenser toutes les anomalies et les causes qui peuvent surgir durant les périodes de crue.

Le code de calcul HEC-RAS, nous permet de modéliser les données hydrologiques suivant des critères morphométriques de la zone d'étude, dans le but de déterminer comment la crue centennale manifeste dans le cours d'eau ainsi les hauteurs d'eau résultantes et localiser les zones où il y a un débordement. La base de données nécessaire à l'application de ce modèle sera générée par l'outil HEC-Geo RAS, qui est un outil informatique puissant qui donne des résultats précis en chaque section transversale définie par l'utilisateur.

Avec l'utilisation du code RAS Mapping et HEC-Geo RAS , une classification des zones inondables « zonage » a été faite, en classant les zones inondables causées pour Oued Sougueur par la crue centennale.

#### IV.1 Description générale

Dans cette partie de l'étude on essaye de donner une description générale des cours d'eau, Les causes des inondations dans la ville et les différents ouvrages existants.

##### IV.1.1 Oued Sougueur

Il s'agit d'un grand affluent d'Oued Chellif, les sommets des montagnes entourant la ville constituent les sources des thalwegs qui se transforment en un oued principal traversant la ville de Sougueur.

Un débordement de l'oued causant l'inondation de toutes les zones urbanisables et agricoles.

#### IV.1.2 Inondation de la ville de Sougueur, causes et conséquences

Par sa position au piémont des sous bassins versants culminants la ville à l'ouest, au sud et à l'est, la ville de Sougueur est exposée à un problème d'inondation causée par les eaux des chaabets.

Etant donné le passage des trois chaabets. Une en parallèle de la route d'Ain Dhab, l'autre au centre de la ville et enfin la troisième chaabets au niveau de la partie est de la ville provoquant ainsi les inondations.

Après des sorties de terrain et prospection des sites, il a été conclu que le phénomène des inondations de la ville de Sougueur est un phénomène combiné d'où interviennent plusieurs facteurs :

##### ➤ Facteurs géomorphologiques

La morphologie caractérisant la zone d'étude ou bien d'une autre manière le positionnement de la ville de Sougueur qui se situe entourée par dix sous bassins versants (parties ouest, sud et est).

Une vision générale de l'amont vers l'aval peut nous conduire à diviser du point de vue morpho métrique le secteur d'études en 03 sections :

**Sections 1 :** zone située à l'ouest de la ville, drainant les eaux pluviales coté route qui mène vers Ain Dhab, elle est caractérisée par une pente moyenne et des bassins versants étalés, c'est là où les eaux de ruissellement prenaient naissance avec une orientation vers oued Bouchekif.

**Sections 2 :** zone caractérisée par une pente forte, c'est elle qui englobe le centre-ville, plus précisément au niveau du quartier Hamri.

**Sections 3 :** zone à pente moyenne, qui englobe le quartier Medjat avec un aspect morpho métrique tabulaire, elle se trouve en confluence avec les deux autres chaabets qui déversent vers oued Sougueur.

➤ **Facteur lie à la nature du sol**

La structure du sol peut favoriser les inondations dans les cas où elle présente une forte imperméabilité des eaux laissant écouler une lame d'eau importante en surface, dans la ville de Sougueur ce facteur n'est pas très répondeue, la majorité des terrains sont des terrains gréseux à calcaro gréseux, très fissurée laissant infiltré les eaux de ruissellement, néanmoins quelques poches présentent des horizons argileux avec une morphométrie plane donnant la naissance des lacs d'eaux.

➤ **Facteur lie au climat**

Les chutes torrentielles sont fréquentes pendant les mois de forte pluviosité, soit de la fin novembre à février, avec un maximum en décembre et janvier, ces chutes sont beaucoup plus dangereuses lorsqu'elles surviennent au début de l'automne (septembre-octobre) ou à la fin du printemps que durant le reste de l'année, les chutes torrentielles caractérisant la zone ont un effet important à la création des inondations.

#### **IV.1.3 Aperçu sur les ouvrages existants**

La vérification du dimensionnement des ouvrages existants est basée sur la topographie et les débits des crues calculés.

Les ouvrages existants (traversées de routes) sont :

Tableau n° IV.1 : Etat des ouvrages existants dans la partie Ouest de la ville de Sougueur.

Type d'Ouvrage	Caractéristiques d'Ouvrage	Observation
<b>❖ Partie Ouest</b>		
Traversée de Route Type dalot	Ouvrage N°1 : B = 3,25 m H = 2,00 m	<b>Traversée de Route Tousnina</b> 
Traversée de Route Type dalot	Ouvrage N°2 : B = 3,30 m H = 2,00 m	<b>Traversée de Route Mellakou</b> 
Canal de Route Type dalot	Ouvrage N°3 : B = 3,30 m H = 2,00 m	<b>Traversée de Route Centre de ville</b> 

Type d'Ouvrage	Caractéristiques d'Ouvrage	Observation
<b>❖ Partie Ouest</b>		
Traversée de Route Type dalot	Ouvrage N°4 : B = 2,90 m H = 4,00 m	<b>Traversée de Route Tiaret</b> 
Traversée de Route Type buse	Ouvrage N°5 : - De diamètre $\varnothing$ 600 mm	<b>Traversée de Route Bouchekif</b> 
Canal Trapézoïdal existant	Ouvrage N°6 :	<b>Canal Trapézoïdal existant</b> 
	Ce tronçon a été réalisé en forme trapézoïdale revêtu en béton dans un état dégradé qui nécessite un aménagement.	

**Tableau n° IV.2 :** Etat des ouvrages existants dans la partie centre et Est de la ville de Sougueur.

Type d'Ouvrage	Caractéristiques d'Ouvrage	Observation
<b>❖ Partie centre</b>		
Traversée de Route Type rectangulaire	Ouvrage N°7 : - Galerie endommagée	<b>Traversée de Route Bouchekif</b> 
	Cette zone occupe le quartier Hamri, les eaux pluviales sont interceptées par un canal couvert dont parois en maçonnerie, cette galerie traverse le centre –ville jusqu'au point de confluence d'oued Sougueur	
<b>❖ Partie Est</b>		
Traversée de Route Type dalot	Ouvrage N°8 : B = 2,00 m H = 2,00 m	<b>Traversée de Route Bouchekif</b> 
	Cette zone occupe le quartier Medjat, les eaux de ruissellement du bassin versant au moment des crues provoquent les inondations de la partie avale du centre-ville de Sougueur.	

#### IV.1.4 Caractéristiques morphologiques du cours d'eau

Le lit de l'oued n'est pas fixe, il peut se déplacer rapidement (en quelques jours lors d'une crue) ou évoluer lentement (en quelques années). Dans certains cas, nous pouvons attendre un état d'équilibre qui correspond en fait à un tracé qui évolue très lentement.

Une vue aérienne sur l'oued avec Google Earth nous a permis de constater que le tracé actuel se caractérise par un style varié. Ce dernier a été confirmé par le calcul du coefficient de sinuosité  $C_s$  (Degoutte, 2006)

$$C_s = \frac{L_m}{L_{v0}} \quad (IV.1)$$

Avec :

$C_s$  : Coefficient de sinuosité ;

$L_m$  : Longueur totale suivant les méandres (Km) ;

$L_{v0}$  : Longueur à vol d'oiseau (Km).

La rivière est dite rectiligne quand ce coefficient est inférieur à 1.05, elle est dite sinueuse jusqu'à 1.25, très sinueuse jusqu'à 1.5, à méandres quand elle est supérieure à 1.5.

**Tableau n° IV.3** : Classification de la sinuosité.

SBV	$L_m$ (Km)	$L_{v0}$ (Km)	$C_s$	Classes de $C_s$
1	1.208	1.043	1.158	sinueuse
2	0.996	0.853	1.168	sinueuse
3	2.687	1.631	1.647	à méandres
4	2.356	1.891	1.246	sinueuse
5	1.773	1.052	1.685	à méandres
6	0.185	0.128	1.445	T. sinueuse
7	2.648	1.677	1.579	à méandres
8	0.556	0.544	1.022	rectiligne
9	1.247	1.036	1.204	sinueuse
10	0.901	0.655	1.376	T. sinueuse

Suite à cette reconnaissance sur le terrain et la collecte des données nécessaire pour la modélisation, on procède au choix de modèle de la simulation en fonction de la situation de l'oued ainsi que les conditions de l'écoulement.

## IV.2 Choix du modèle de calcul

Compte tenu de la longueur relativement faible des tronçons d'oued Sougueur et du fait que l'on s'intéresse uniquement à l'élévation maximale de la ligne d'eau pour une chronique de débits donnée, la modélisation des écoulements en régime permanent est suffisante.

Il faut toutefois savoir si l'on opte pour un modèle 2D (mis en œuvre par exemple par le logiciel Telemac 2D) ou un modèle 1D (sous HEC RAS).

Au regard des caractéristiques de la zone d'étude et des variables étudiées (hauteur de la ligne d'eau et débit), l'utilisation d'un modèle 1D est suffisant. En effet, plusieurs observations semblent justifier l'hypothèse d'un écoulement unidirectionnel :

- ✓ l'absence d'affluents et d'ouvrages longitudinaux (digue ou déversoir longitudinal).
- ✓ la présence d'un lit majeur bien marqué et encaissé, ne favorisant pas les écoulements transversaux et ne possédant pas de singularités marquées.
- ✓ un champ d'expansion composé principalement de prairies en amont.

Les travaux de Horrit & Bates (2002) montrent que pour un écoulement rassemblant ces hypothèses, les résultats des simulations 1D du logiciel HEC-RAS, bien que découlant d'une méthode plus simple, sont comparables à ceux de la modélisation donnée par LISFLOOD-FP Ou bien la modélisation 2D donnée par TELEMAC 2D à condition de posséder un modèle numérique de terrain de haute résolution (Hervouet, 2007)

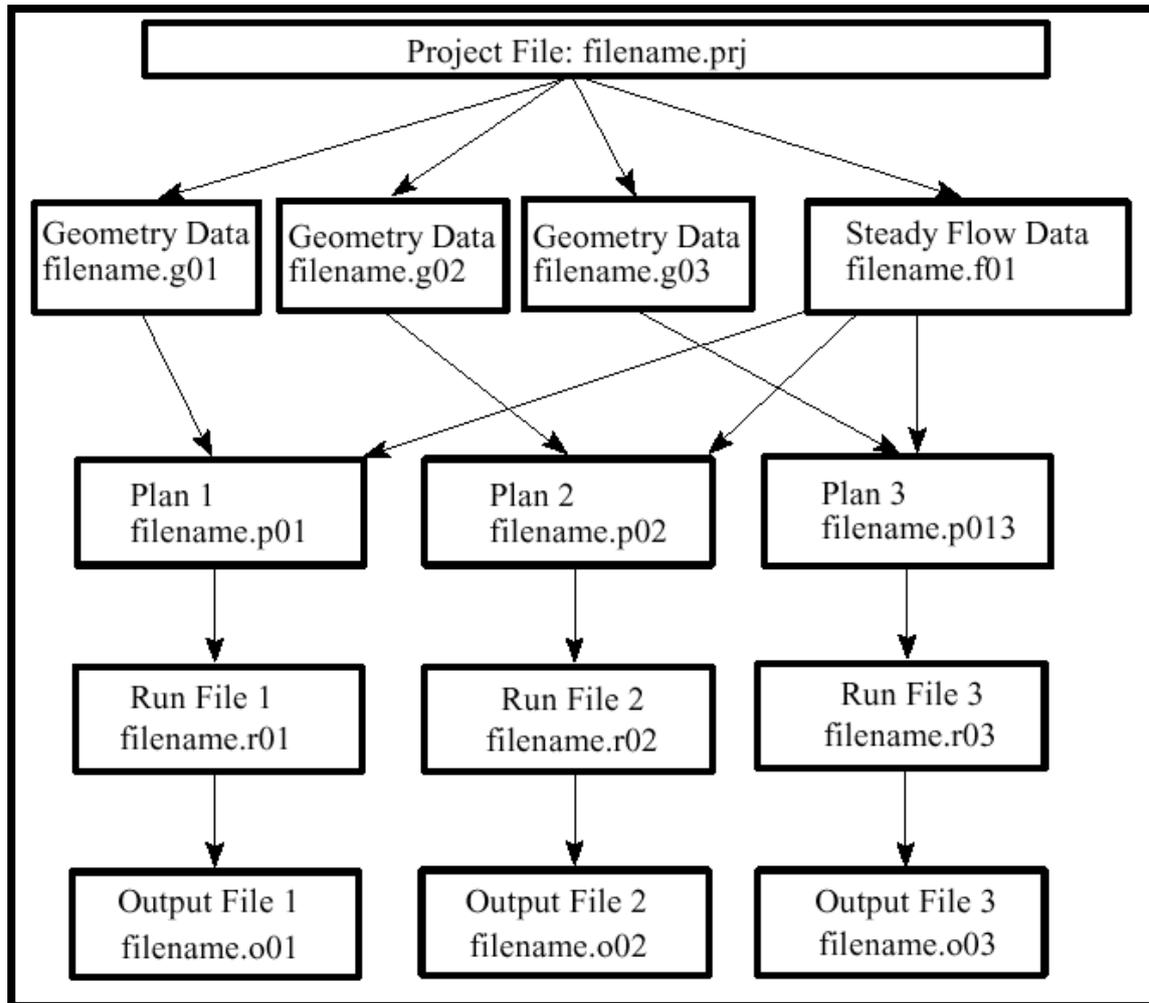
Cette réflexion a mené à l'utilisation de HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers-River Analysis System), plateforme logicielle de simulation hydraulique développée par le Corps des Ingénieurs de l'Armée des États-Unis (US Army Corp of Engineers), qui répond parfaitement aux attentes escomptées.

### IV.2.1 Présentation du logiciel HEC-RAS

Le code HEC-RAS est une nouvelle version d'un modèle hydraulique auparavant nommé HEC-2, qui comporte maintenant une interface graphique permettant d'éditer, modifier et visualiser les données d'entrée, de même qu'observer les résultats obtenus. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. La nouvelle

version 4.1 du code permet de simuler les écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Avec HEC-RAS, un ensemble de fichiers, que l'on nomme Projet, sont requis pour effectuer l'analyse hydraulique d'un cours d'eau. Une terminologie particulière est employée pour définir chacune de ces composantes et la figure ci-dessous illustre la hiérarchie des fichiers d'un projet.



**Figure IV.1 :** Schéma conceptuel des fichiers d'un projet sur HEC-RAS.

#### IV.2.2 Les équations mises en jeu

Le code HEC-RAS utilise les équations de Saint-Venant 1D (Shallow Water Equations) pour relier les hauteurs d'eau et les débits. Ces équations se déduisent après les équations de Navier-Stokes grâce à des simplifications liées au modèle de la rivière.

#### IV.2.2.1 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 :

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

Avec :

Z : cote du fond du lit.

Y : hauteur d'eau à la section.

$\alpha$  : Coefficient de pondération de la vitesse.

V : vitesse moyenne sur la section.

g : accélération de la pesanteur.

$h_e$  : Perte de charge.

Le coefficient de pertes de charge  $h_e$  se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (\text{IV. 3})$$

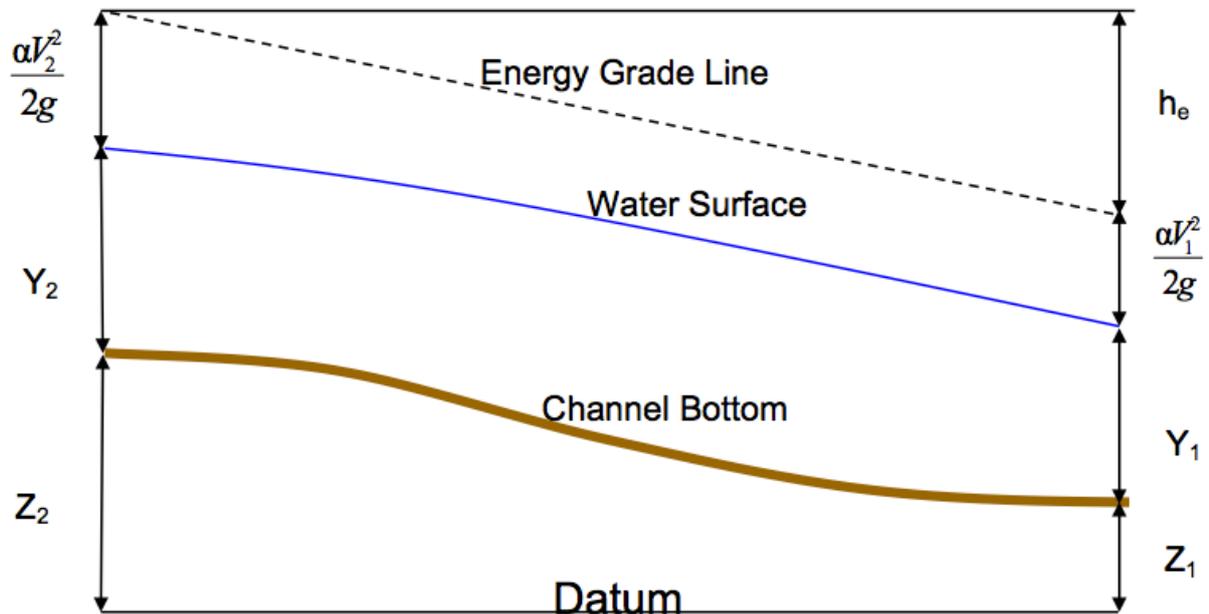
Avec :

L : la distance entre les deux profils ;

$S_f$  : la pente de la ligne d'énergie (pente de frottement) ;

C : le coefficient d'expansion ou de contraction.

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



**Figure IV.2 :** Conservation de la charge entre deux sections (HEC-RAS, 2014).

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 :

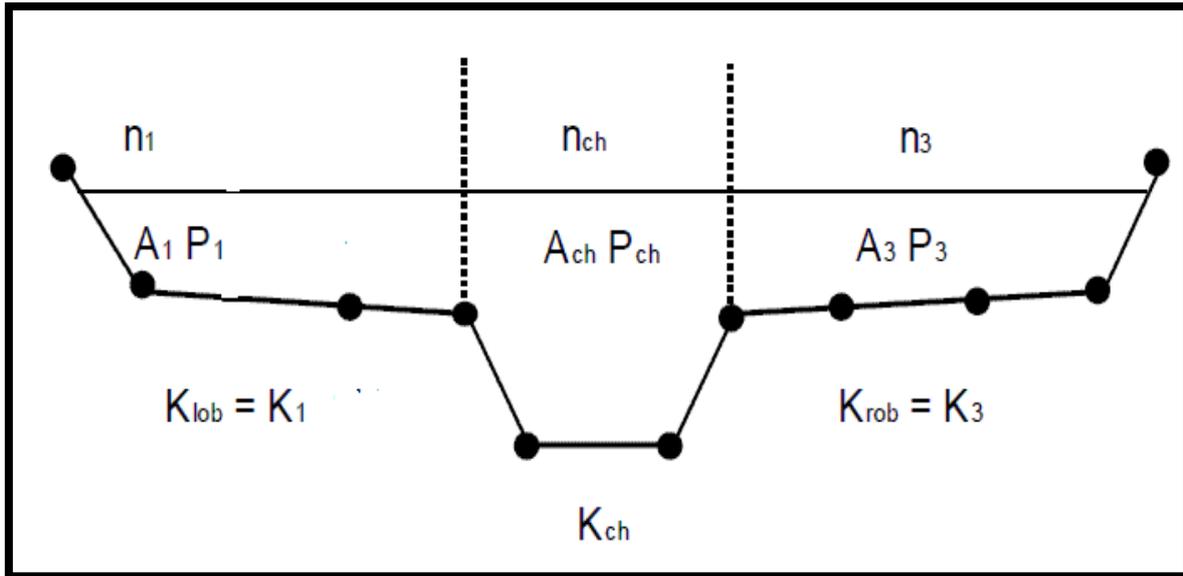


Figure IV.3 : Découpage de la section pour le calcul du frottement (HEC-RAS, 2014).

IV.2.2.2 Cas instationnaire

Dans le cas instationnaire, la résolution sous HEC-RAS 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 control, comme sur l'image suivante :

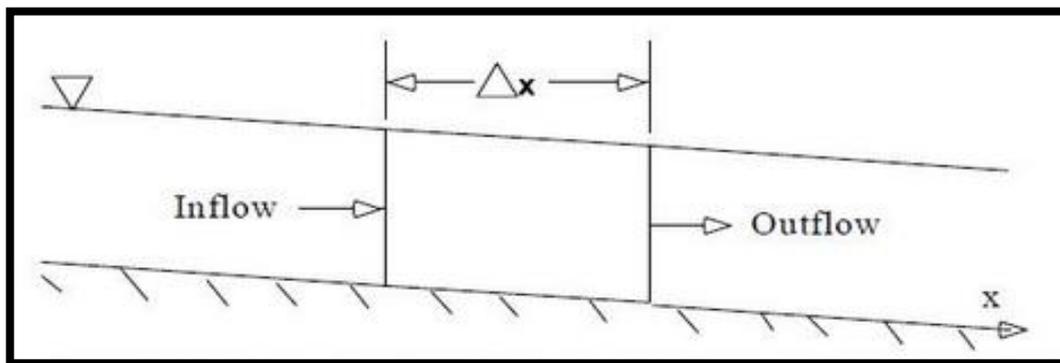


Figure IV.4 : Description d'un élément de volume élémentaire de contrôle (HEC-RAS, 2014)

On obtient l'équation de conservation de la masse :

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \tag{IV. 4}$$

Avec

$A_T$  : Section de contrôle ( $m^2$ ) ;

$Q$  : débit d'écoulement ( $m^3/s$ ) ;

$q_l$  : Apport latéral par unité de longueur (m<sup>3</sup>/s/m).

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + Sf \right) = 0 \quad (IV.5)$$

Avec :

$\frac{\partial z}{\partial x}$  : Pente de la hauteur d'eau (m/m) ;

Sf : Pente de la ligne d'énergie (m/m) ;

A : Section de contrôle (m<sup>2</sup>) ;

V : Vitesse moyenne (m/s).

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.2.3 Banque de données nécessaire à 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.3 Démarche de la modélisation

### IV.3.1 Modélisation de la rivière

La réalisation de la géométrie d'oued Sougueur, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement, elle correspond au maillage de la rivière.

Dans la présente étude ce maillage est réalisé à l'aide de l'outil HEC-Geo RAS intégrée au logiciel ArcGIS on s'appuie sur le modèle numérique de terrain (MNT) définie par les données du satellite ASTGDDEM 2 en 3D : sous format TIN (Triangulated Irregular Network).

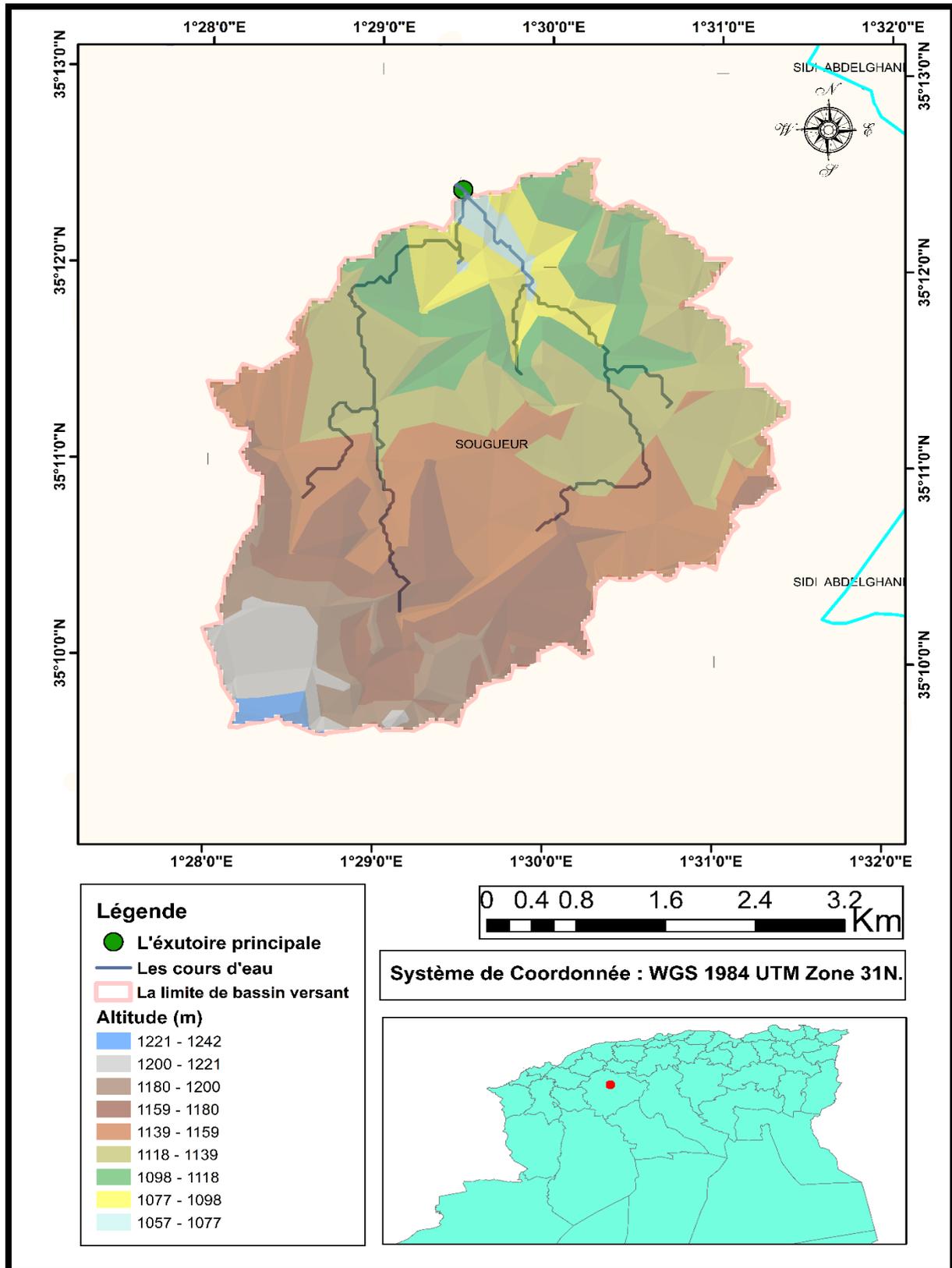


Figure IV.5 : Modèle numérique de terrain (MNT) du bassin versant d'Oued Sougueur sous format de TIN (Trianguled Irregular Network).

### IV.3.2 Présentation du logiciel HEC-Geo RAS

HEC-Geo RAS est un ensemble de procédures, d'outils et d'utilitaires pour le traitement des données géospatiales dans ArcGIS à l'aide d'une interface utilisateur graphique (GUI). L'interface permet de préparer les données géométriques pour l'importation dans HEC-RAS et de traiter les résultats de simulation exportés depuis HEC-RAS. Pour créer le fichier d'importation, l'utilisateur doit disposer d'un modèle numérique de terrain (MNT) du réseau hydrographique au format ArcInfo TIN. L'utilisateur crée une série de thèmes de lignes pertinents pour le développement de données géométriques pour HEC-RAS. Les thèmes créés sont Stream Centerline, Flow Path Centerlines (facultatif), Main Channel Banks (facultatif) et Cross Section Cut Lines, appelés RAS Themes.

Des thèmes RAS supplémentaires peuvent être créés/utilisés pour extraire des données géométriques supplémentaires pour l'importation dans HEC-RAS. Ces thèmes comprennent l'utilisation des terres, l'alignement des levées, les zones d'écoulement inefficaces et les zones de stockage.

Les données de profil de surface de l'eau et les données de vitesse exportées à partir des simulations HEC-RAS peuvent être traitées par HEC-Geo RAS pour l'analyse SIG pour la cartographie des plaines inondables, le calcul des dommages causés par les inondations, la restauration de l'écosystème et la préparation et l'intervention en cas d'inondation.

### IV.3.3 Démarche de travail

#### IV.3.3.1 Transferts de données de HEC-Geo RAS à HEC-RAS

Le travail consiste à définir l'axe de l'oued par l'outil Stream centerline et deux autres axes parallèles à gauche et à droite par les outils Banks et Flowpaths, ensuite on a produit les sections en travers à une tabulation automatique par Construct XS Cut lines à partir de la couche des sections en travers XS Cut lines, dont on a fixé les distances suivantes :

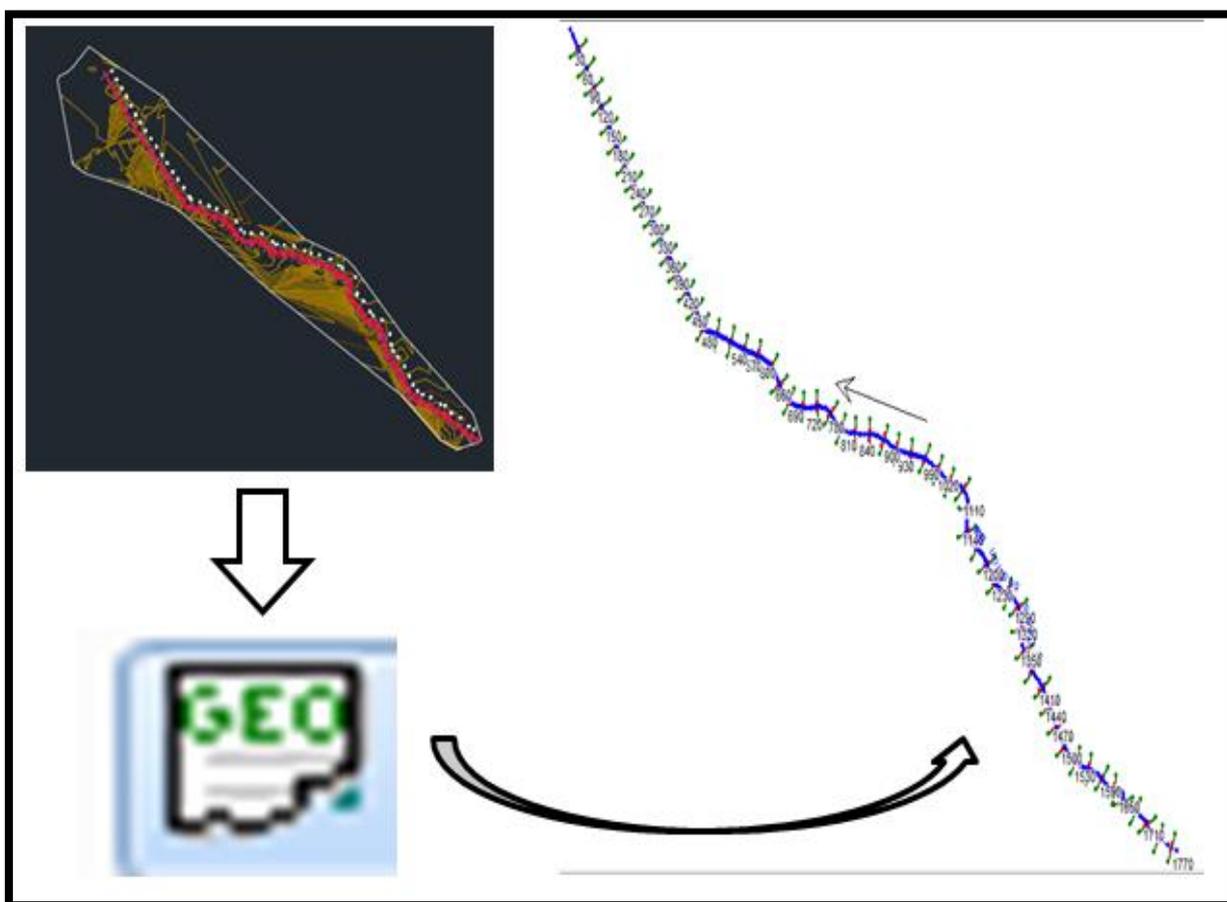
L'équidistance entre deux sections transversales est de 20 m, une distance très petite implique la présence des interactions entre sections et des fluctuations dans l'estimation des altitudes, par contre une distance très grande ne décrit pas avec précision la sinuosité de l'oued.

La largeur d'une section transversale est variée par rapport à la morphologie de chaque tronçon.

Il nous reste à présent que produire deux couches en 3D pour l'axe de l'oued et pour les sections en travers par les deux options respectivement : Stream Centerline Attributes-All, XS Cut Line Attributes-All et d'exporter les résultats de calcul vers le code HEC-RAS sous un fichier type « géo » inclut les paramètres suivants :

- ✓ Le fichier point (Distance, Altitude) de chaque section en travers.
- ✓ Les trois distances principales à la section.
- ✓ Les deux distances (Axe-Berge gauche et Axe-Berge droite).

A l'ouverture de logiciel HEC-RAS, on définit un nouveau projet, les sections transversales et les contractions, expansions, et les différentes distances sont récupérés directement à travers le fichier Géo, ainsi la géométrie est définie.



**Figure IV.6 :** Les différentes étapes pour définir le tracé d'un oued.

### IV.3.3.2 Choix de coefficient de frottement

L'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de  $n$  est celle de Cowan, ce dernier a établi une formule qui prend l'influence de plusieurs paramètres séparément. (G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

$$\mathbf{n} = (\mathbf{n}_0 + \mathbf{n}_1 + \mathbf{n}_2 + \mathbf{n}_3 + \mathbf{n}_4) \times \mathbf{f} \quad (\text{IV.6})$$

$n_0$  : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne ou les parois et le fond sont homogènes.

$n_1$  : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.

$n_2$  : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée.

$n_3$  : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre ...

$n_4$  : Traduit l'influence de la végétation.

$f$  : Ce facteur correctif qui traduit l'importance des méandres estimé par le coefficient de sinuosité.

Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau n° IV.4** : Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning.

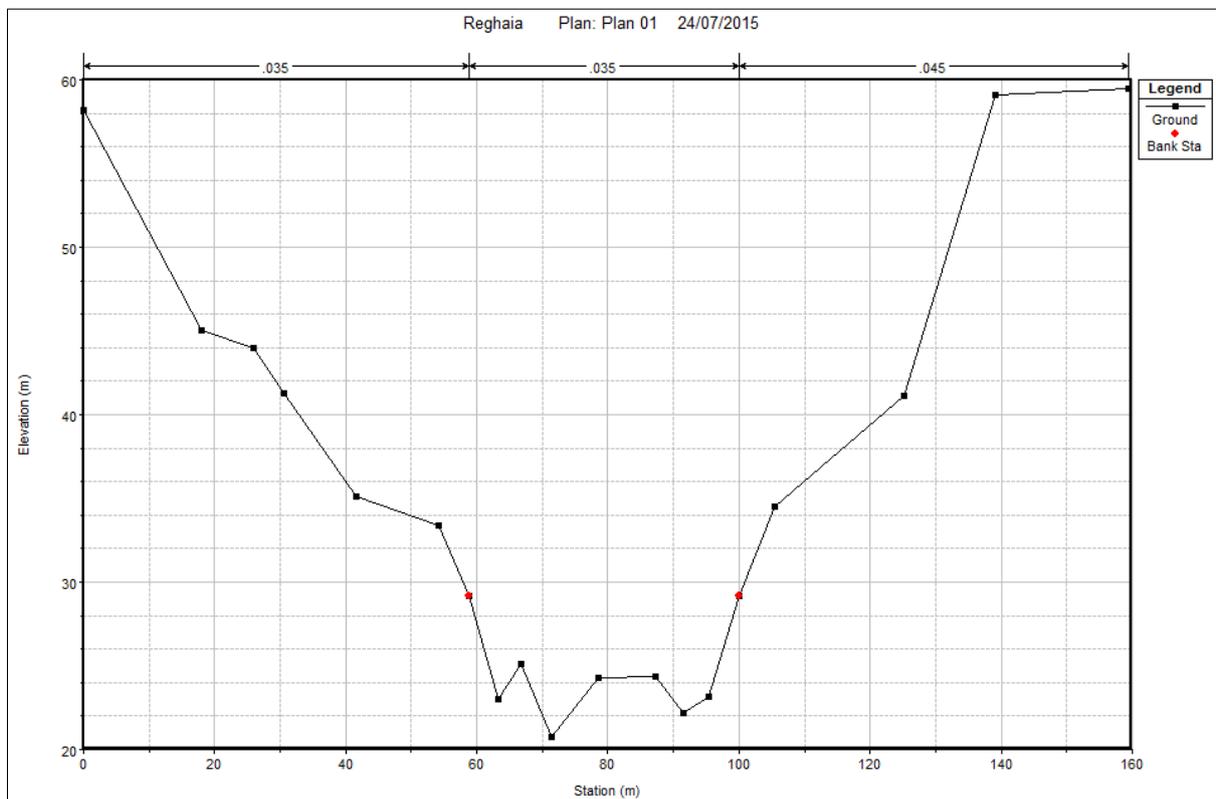
Facteur	Caractéristique	Valeur
n <sub>0</sub>	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n <sub>1</sub>	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n <sub>2</sub>	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n <sub>3</sub>	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n <sub>4</sub>	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
f	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

En se basant sur les facteurs cités ci-dessus, on a estimé le coefficient de Manning pour différents emplacements, selon les photos qui sont en notre disposition, ainsi que les photos satellitaires de Google Earth.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau n° VI.5 :** Valeurs récapitulatives de l'estimation du coefficient de Manning dans les calculs

Affluent du SBV	Coefficient de Manning		
	Rive Gauche	Lit mineur	Rive Droite
1	0.080	0.065	0.080
2	0.080	0.065	0.080
3	0.086	0.066	0.086
4	0.115	0.100	0.115
5	0.086	0.066	0.086
6	0.088	0.069	0.088
7	0.086	0.066	0.086
8	0.070	0.055	0.070
9	0.115	0.100	0.115
10	0.14375	0.125	0.14375



**Figure IV.7 :** Description d'une section en travers par le code HEC-RAS.

**IV.3.3.3 Modélisation de l'écoulement**

En premier pas, l'écoulement est supposé uniforme : Steady Flow Data.

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels. Bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude de base pour tous les autres types d'écoulement. (Graf Altinakar, 2000)

Sous l'hypothèse d'un régime de débit mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Pour les conditions en entrée, les débits disponibles ont été présentés dans le chapitre III.

Les conditions aux limites dans HEC-RAS prennent les choix suivants :

- Hauteur d'eau connue : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
- La hauteur critique : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- La hauteur normale : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.
- Courbe de tarage : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur.

Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique en amont et en aval pour le cas d'un régime mixte, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien de mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives.

#### **IV.3.3.4 Mise en marche de la simulation**

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique de notre oued, On fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte pour notre cas, et en lance la simulation.

#### **IV.3.3.5 Visualisation des résultats**

Les résultats de simulation d'oued Sougueur sont donnés sous forme de graphes et tableaux exprimant la variation des différents paramètres hydrauliques (Vitesse, profondeur de la ligne d'eau, profondeur de la ligne d'énergie, section mouillée, les profils des zones inondables selon le débit considéré,) en fonction de la longueur du cours d'eau.

Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers. Nous remarquons que la vitesse est très fluctuante.

**NB :** Voir Annexes pour quelques résultats de logiciel HEC-RAS.

#### IV.4 Délimitation des zones inondables

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif dans cette partie est la délimitation des plaines inondables. Pour ce faire, nous avons besoin d'obtenir la surface de l'eau par l'option Water Surface Generation inclut dans Inundation Mapping de RAS Mapping (un modèle de mappage inclut dans HEC-Geo RAS version 4.1.0) à partir les données exportées de HEC-RAS. Une fois la surface de l'eau est délimitée, on peut facilement produire la zone inondable par l'option Floodplain Delineation Using Rasters.

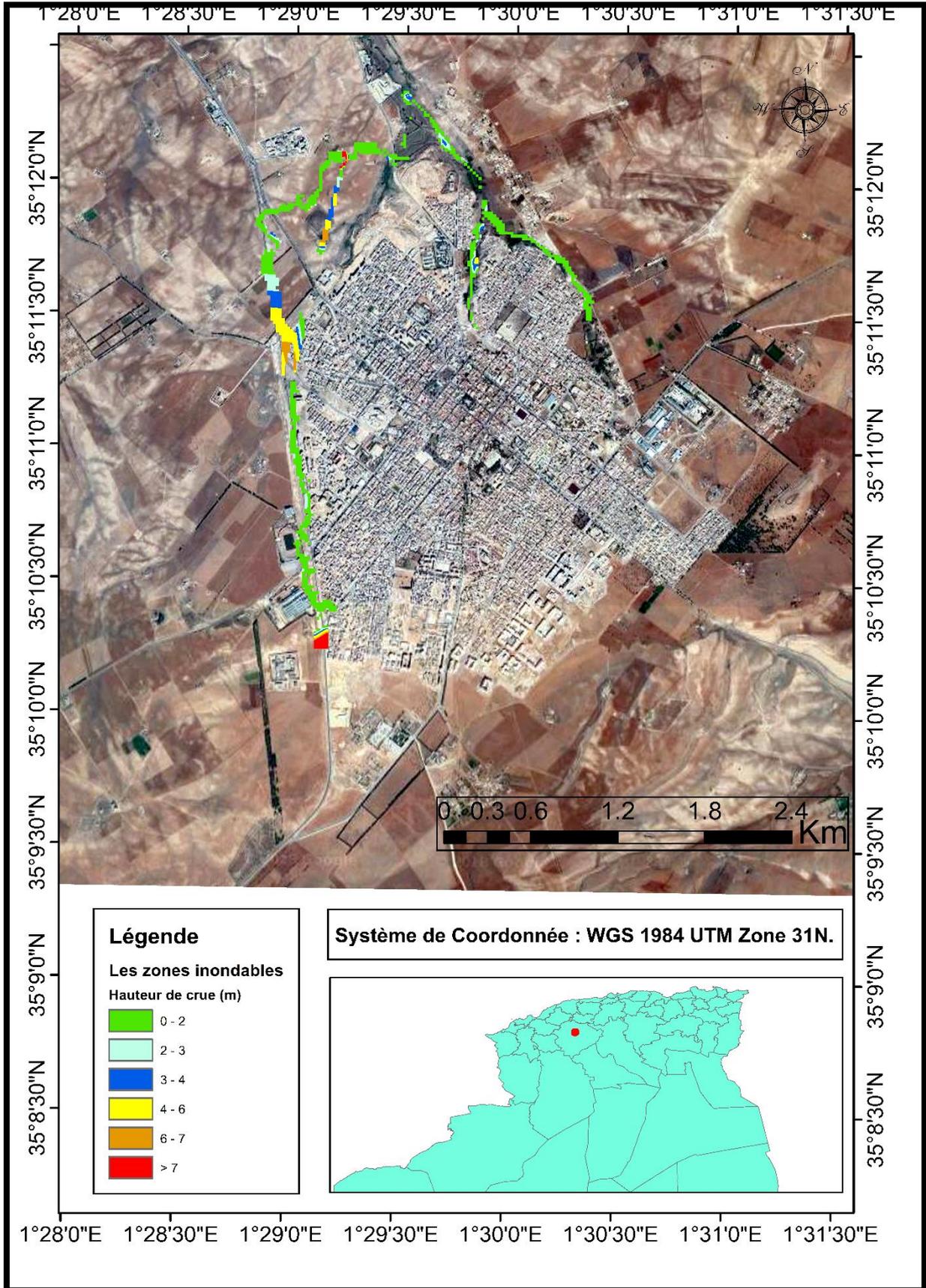


Figure IV.8 : Carte d'inondabilité de la ville de Sougueur

## Conclusion

Cette étape nous a permis de bien connaître 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 centennale.

En fonction de ces anomalies à savoir : le rétrécissement des oueds en aval, la présence des embâcles, l'envahissement des habitations illicites sur les berges, en ajoutant une pente raide en amont donnant un régime d'écoulement torrentiel caractérisé par des vitesses élevées et un temps de concentration faible, ce qui rend la crue rapide et destructive, on va chercher la solution adéquate qui résoudra la problématique d'inondations de la ville de Sougueur.

# **Chapitre V : Etude de variantes d'aménagement**

## Chapitre V

### ETUDE DE VARIANTES D'AMENAGEMENT

#### Introduction

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville de Sougueur contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements 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 d'Oued Sougueur 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 crues de l'oued.

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.

#### V.1 Processus de l'aménagement dans le cadre de l'étude

Les variantes ont été sélectionnées dans le souci de protéger les localités de la ville de Sougueur contre les inondations, par l'évacuation des eaux des crues vers l'exutoire, en respectant toutes les conditions d'écoulement, de stabilité des berges et n'oubliant pas l'impact de cet aménagement sur l'environnement.

Après citation des zones rentrant dans le cadre de l'étude de protection de la ville de Sougueur, il s'est vu nécessaire de donner au préalable un plan d'aménagement qui sera en harmonie avec la situation actuelle des différents systèmes (Aménagement, assainissement, extension) de la ville.

Ce plan d'aménagement va prendre en considération les caractéristiques et les priorités à entreprendre pour chaque zone à aménager. Le remède du problème des inondations de la ville sera traité essentiellement en amont puisque les points noirs se localisent dans leur majorité en amont qui provoquent l'inondation de la partie avale du centre de Sougueur.

### V.1.1 Rappel du débit de projet

Le choix de la crue de projet est une décision très importante dans l'étude de protection d'une ville contre les eaux de crues qui sont généralement brusques et violentes.

L'aménagement des oueds en Algérie est projeté généralement avec les débits centennaux car les débits centennaux sont l'origine de la majorité des inondations dans notre pays et il existe plusieurs études prouvent ça et l'autre raison c'est l'obligation de mettre l'étude dans le cadre technico-économie.

### V.1.2 DESCRIPTION DES VARIANTES

Les variantes sont :

➤ **Partie Ouest** : L'aménagement de cette zone nécessite un recalibrage et reprofilage de la chaabat sur un tronçon linéaire de 3890 ml.

Cette zone demande un raccordement avec une galerie P, cette galerie est de forme rectangulaire couverte en béton armé sur un linéaire de 730 ml.

Afin de protéger la zone urbanisée de la partie Ouest et la route qui mène vers Ain D'hab, deux types d'aménagement pour la Chaabat **P1** sont proposés :

- Canal trapézoïdal en béton armé.
- Canal trapézoïdal en pierres maçonnées.

➤ **Partie Centre** : Le schéma d'aménagement consiste à la projection d'un canal A trapézoïdal en pierres maçonnées ou rectangulaire couverte en béton armé sur un linéaire de 767 ml, ce canal est raccordé avec un canal C en forme trapézoïdale en pierres maçonnées ou en béton armé sur un linéaire de 889 ml.

➤ **Partie Est** : L'aménagement dans cette zone nécessite un recalibrage et reprofilage de la chaabat **B** jusqu'à la confluence.

Vu l'importance du débit de crue, la projection d'une conduite est inexécutable, la projection nécessite un canal rectangulaire en béton armé, sur un linéaire de 2195 ml.

La figure suivante résume le processus de l'aménagement comme suit :

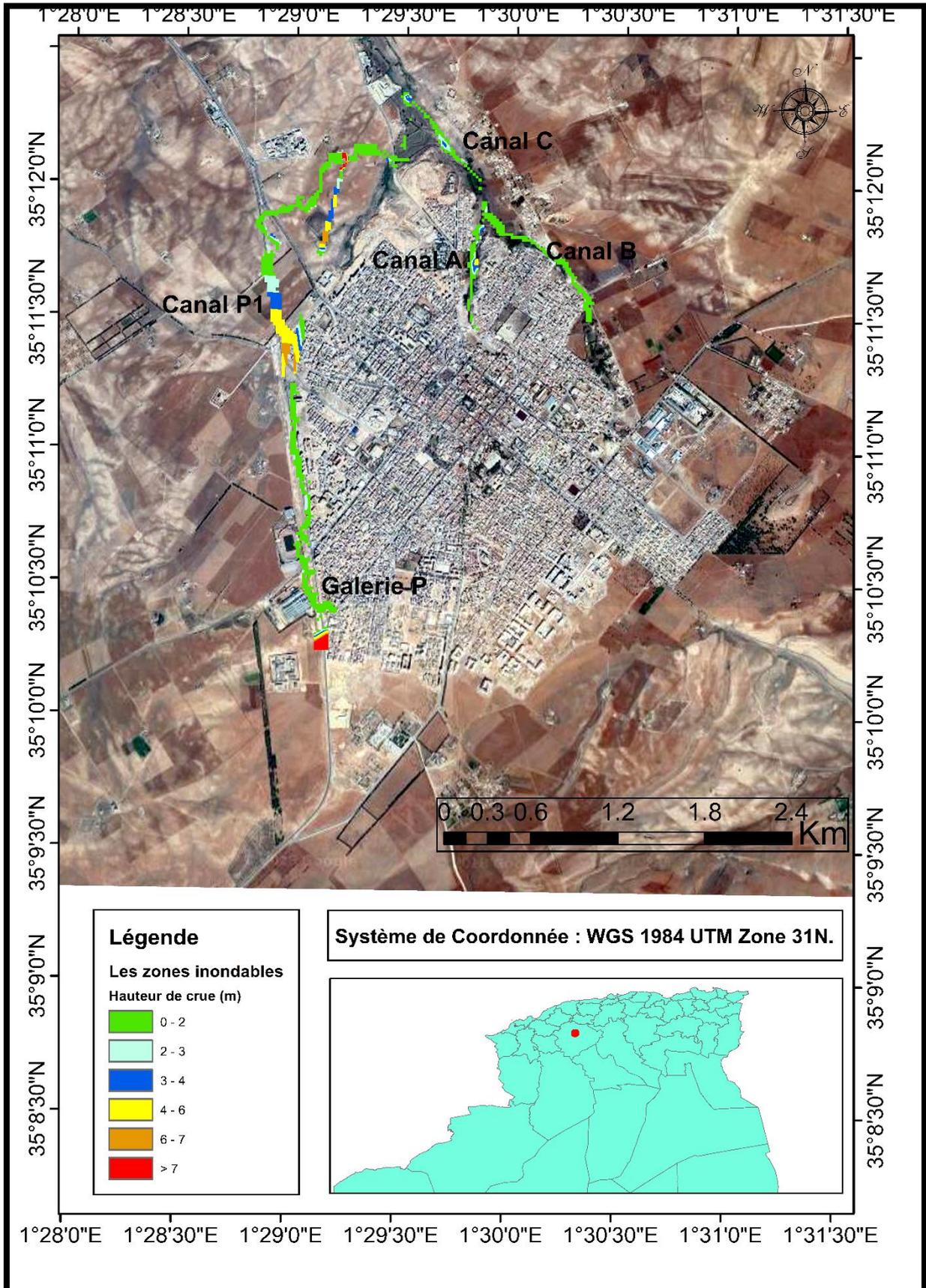


Figure V.1 : Schéma d'aménagement de protection contre les inondations de la ville de Sougueur

Le linéaire de tous les cours d'eau considérés est d'environ 8471 m et les caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Caractéristique des cours d'eau et description des variantes.

	Oued	Longueur (m)	Variante d'aménagement
Partie Ouest	Canal P1	3890.00	- Canal trapézoïdale en BA. - Canal trapézoïdale en PM.
	Galerie P	730.00	- Galerie rectangulaire en BA.
Partie Centre	Canal A	767.00	- Canal trapézoïdale en PM. - Canal rectangulaire en BA.
	Canal C	889.00	- Canal trapézoïdale en BA. - Canal trapézoïdale en PM.
Partie Est	Canal B	2195.00	- Canal rectangulaire en BA.
	<b>Total</b>	<b>8471.00</b>	

Pour les deux variantes présentées ci-dessus (du point de vue : matériaux de réalisation), on peut citer d'une manière plus ou moins précise les avantages et les inconvénients relatifs à chaque variante.

Dans le tableau ci-après quelques caractéristiques importantes des revêtements des canaux pour les deux variantes béton armé et pierres maçonnées.

**Tableau V.2** : Caractéristiques des différents revêtements des canaux.

Variante	Espérance de vie	Caractéristiques importantes
Canal en Béton	Estimée à 50 ans	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Convient à toutes les dimensions de canaux et à toutes les conditions topographiques climatiques, et d'exploitation.</li> <li>- Prix de revient relativement élevé.</li> <li>- Vitesse d'écoulement conséquente</li> <li>- Résistance au choc</li> <li>- Rapidité de réalisation et maintenance.</li> </ul>
Canal en Pierres Maçonnes	Peut- être la même que le béton, si toutefois elle est convenablement construit et entretenu.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Méthodes demandant beaucoup de main d'œuvres.</li> <li>- L'obligation de la disponibilité des matériaux de construction sur place ou au voisinage.</li> <li>- Elle donne une belle vue pour la ville.</li> </ul>

### V.1.3 Les formules de dimensionnement des canaux

#### V.1.3.1 Canal d'une forme trapézoïdale revêtu

Le calcul se fera par la formule de « Manning- Strickler », dont la formulation est la suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_m \cdot \sqrt{I} \quad (V.7)$$

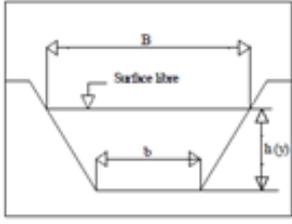
Q : Débit de dimensionnement [m<sup>3</sup>/s] ;

n : Coefficient de Manning représentant la rugosité ;

$I$  : Pente du canal ( $m/m$ ) ;

$R_h$ : Rayon hydraulique ; avec :  $R_h = \frac{S_m}{P_m}$  (V. 8)

**Tableau V.3** : Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdal.

Forme	Section mouillée S	Périmètre mouillée P	Rayon hydraulique	Largeur B
	$(b + m \cdot h) \cdot h$	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + m \cdot h) \cdot h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2mh$

$S_m$  : Section mouillée du canal (forme trapézoïdale)

$$S_m = (b + m \cdot h) \cdot h \quad (V. 9)$$

$P_m$  : Périmètre mouillé, pour une forme trapézoïdale  $P_m$  se calcule ainsi :

$$P_m = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (V. 10)$$

$m$  : Fruit du talus

**Tableau V.4** : Caractéristique de la section optimale : cas d'une forme trapézoïdale.

Caractéristique	Base	Fruit de talus	Base	Rayon hydraulique
	$b = f(m, h)$	$m$	$b = f(h)$	$R = f(h)$
Relation	$2h\sqrt{m^2 + 1} - 2mh$	$1/\sqrt{3}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}h$	$\frac{1}{2}h$

➤ **Démarche de calcul**

En remplaçant les formules du tableau (V.3) dans la formule (V.1) :

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = \frac{[(b + mh)h]^{5/3}}{[b + 2h\sqrt{1 + m^2}]^{2/3}} \quad (V. 11)$$

Les termes  $n, Q, I$  étant connus, on procède à un calcul itératif en fixant  $b$  suivant la largeur moyenne du lit naturel, en choisissant a priori un fruit de talus  $m = 1$  pour la facilité des calculs sur Excel et la facilité technique de réalisation d'un angle de  $45^\circ$  sur le terrain.

**V.1.3.2 Canal d'une forme rectangulaire revêtu**

Le calcul se fera par la formule de « Manning- Strickler », dont la formulation est la suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_m \cdot \sqrt{I} \tag{V.12}$$

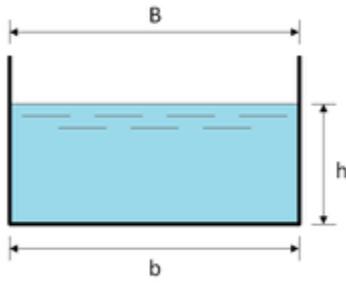
Q : Débit de dimensionnement [m<sup>3</sup>/s] ;

n : Coefficient de Manning représentant la rugosité ;

I : Pente du canal (m/m) ;

R<sub>h</sub> : Rayon hydraulique ; avec :  $R_h = \frac{S_m}{P_m}$  (V.13)

**Tableau V.5 :** Propriétés géométriques d'un canal rectangulaire.

Forme	Section mouillée	Périmètre mouillée	Rayon hydraulique
	$b \cdot h$	$(b + (2 \cdot h))$	$\frac{b \cdot h}{b + (2 \cdot h)}$

$S_m$  : Section mouillée du canal (forme rectangulaire)

$$S_m = b \cdot h \tag{V.14}$$

$P_m$  : Périmètre mouillé, pour une forme trapézoïdale  $P_m$  se calcule ainsi :

$$P_m = b + (2 \cdot h) \tag{V.15}$$

**Tableau V.6 :** Caractéristique de la section optimale : cas d'une forme rectangulaire.

Caractéristique	Base	Rayon hydraulique
	$b = f(h)$	$R = f(h)$
Relation	$2 \cdot h$	$\frac{1}{2} h$

### ➤ Démarche de calcul

En remplaçant les formules du tableau (V.5) dans la formule (V.6) :

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = \frac{[b \cdot h]^{5/3}}{[b + (2 \cdot h)]^{2/3}} \quad (V.16)$$

Les termes n, Q, I étant connus on procède à un calcul itératif en fixant b suivant la largeur moyenne du lit naturel et on fait nos calculs.

n : étant la rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement.

Les valeurs de la rugosité de certain revêtement sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 7** : Valeurs du coefficient de rugosité. (Oussama et Rabie Aissa Madaoui, 2016).

Caractéristiques du revêtement du lit	Valeur de rugosité n
- Canal avec revêtement en béton relativement brute	0.014
- Canal en terre	0.033
- Canal en maçonnerie	0.025
- Canal béton et parois en maçonnerie	0.022
- Canal en Gabions remplis de matériaux de carrière	0.027
- Canal en metlas Reno remplis de matériaux de carrière	0.025

#### V.1.4 Marge de sécurité dans les canaux

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement.

C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, ...etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications. (Lencastre, 2008)

#### V.1.5 Conception des canaux à projeter

A l'aide de logiciel AutoCAD 2008, des conceptions pour les canaux proposés a été faite comme suit :

### V.1.5.1 Canal rectangulaire en béton armé

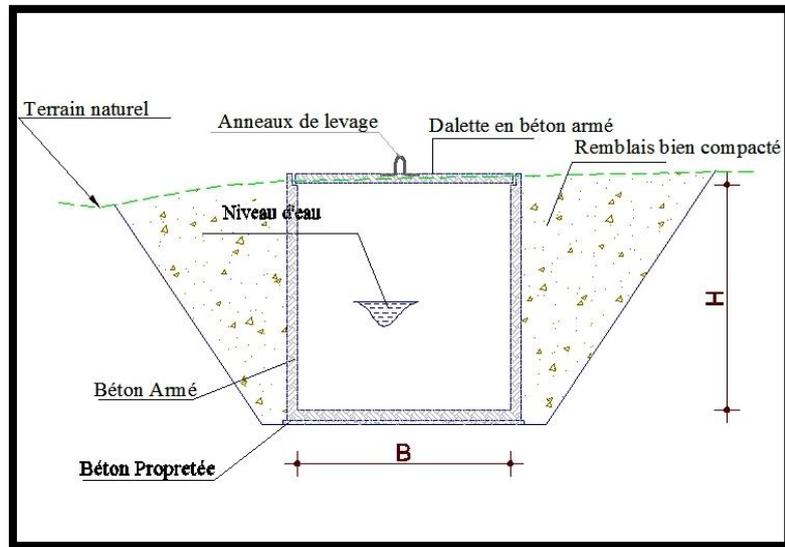


Figure V.2 : Schéma d'un canal rectangulaire en béton.

### V.1.5.2 Canal trapézoïdal en béton armé

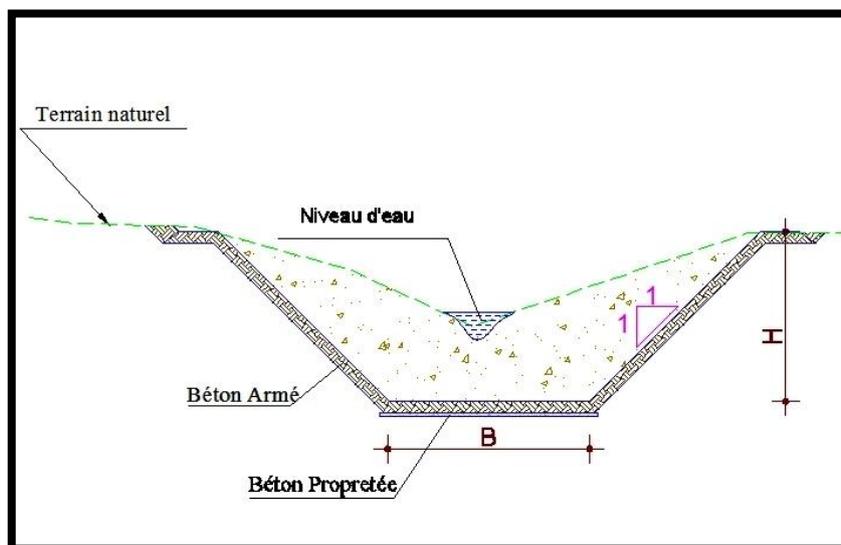


Figure V.3 : Schéma d'un canal trapézoïdal en béton armé.

### V.1.5.3 Canal trapézoïdal en pierres maçonnées

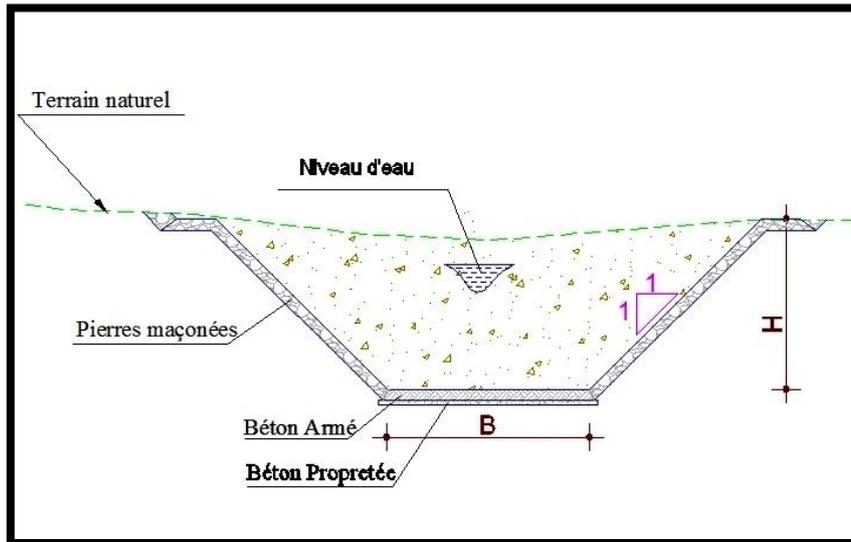


Figure V.4 : Schéma d'un canal trapézoïdal en pierres maçonnées.

#### V.1.5.4 Endiguement des berges en remblai compacté avec revêtement en pierre maçonnée.

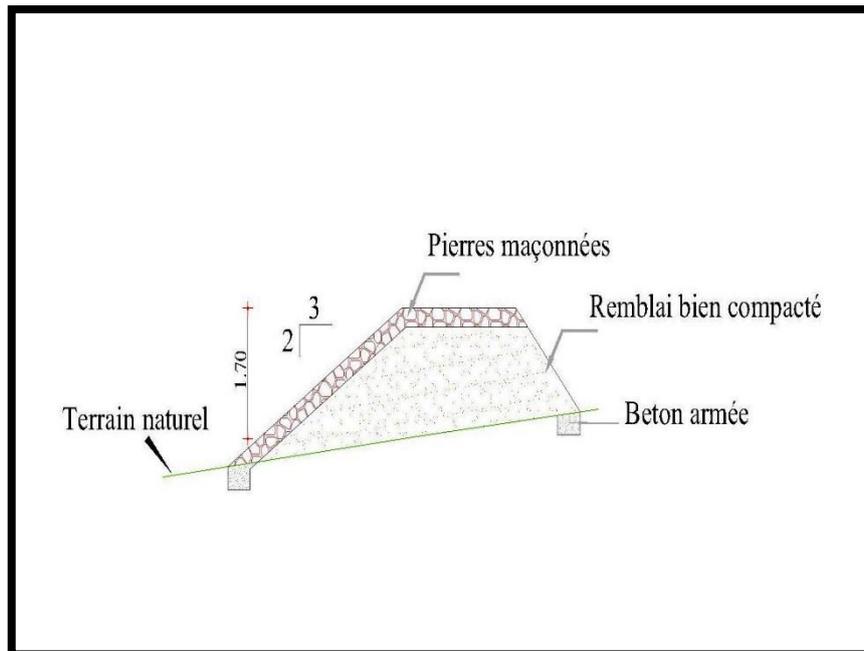


Figure V.5 : Schéma d'un canal trapézoïdal en pierres maçonnées.

#### V.1.6 La résistance des ouvrages existants

Les ouvrages existants sont les six traversées de route citées dans le chapitre IV, On vérifie la résistance de ces ouvrages par le calcul des débits qui peuvent l'ouvrage résister et on compare les avec le débit de crue centennale dans le tronçon qui convient.

Le débit dans un tronçon est la somme de tout les débits partiels des affluents qui drainent dans ce tronçon et son propre débit.

**Tableau 8** : Vérification hydraulique des traversées.

N°	Désignation	Dimensionnement initial & Vérification hydraulique					Décision
		L (m)	I (m/m)	H (m)	Q <sub>hyd</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>crue</sub> (m <sup>3</sup> /s)	
1	Traversée de route	3.25	0.016	2.00	54.57	44.50	à maintenir
2	Traversée de route	3.30	0.031	2.00	77.56	56.70	à maintenir
3	Traversée de route	3.30	0.031	2.00	77.56	56.70	à maintenir
4	Traversée de route	2.90	0.014	4.00	102.11	56.70	à changer
5	Traversée de route	5.00	0.014	3.200	69.37	75.90	à changer
6	Traversée de route	3.00	0.0105	2.00	39.60	44.50	à maintenir

### V.1.7 Description des ouvrages particuliers

#### V.1.7.1 Ouvrages d'accumulation

A l'entrée du canal, on dresse un ouvrage d'accumulation, afin de protéger les parois des canaux et éviter le passage des apports solides.

Cet ouvrage doit être curé après le passage de chaque crue importante.

#### V.1.7.2 Ouvrages de rejet

L'ouvrage de rejet permet de protéger les parois des canaux et de déverser les eaux collectées dans l'Oued.

**V.1.7.3 Ouvrages de raccordement**

A chaque branchement des canaux, on projeté un ouvrage de raccordement qui permet de relier ces canaux.

Cet ouvrage doit être curé après le passage de chaque crue importante.

**V.1.8 Calcul hydraulique**

L'étude comporte une comparaison technique parmi les gammes de canaux cités ci-dessus, afin d'aboutir à une solution optimale d'aménagement, respectant les normes techniques afin d'atteindre l'objectif de protection visé.

## V.1.8.1 Partie Ouest

Tableau V.9 : Dimensions du canal P1 de nature trapézoïdal en béton armé.

Canal	Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	I (m/m)	N	b (m)	H (m)	Heau (m)	m (m/m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	Hcr (m)	NFr	V (m/s)
CANAL PARTIE OUEST	1	35.40	400.00	0.009	0.014	1.80	1.80	1.02	1.00	2.86	4.68	0.61	1.41	1.80	2.44
	2	35.40	360.00	0.004	0.014	1.80	1.80	1.26	1.00	3.86	5.37	0.72	1.41	1.22	1.82
	3	35.40	69.00	0.016	0.014	2.00	2.00	0.98	1.00	2.92	4.77	0.61	1.60	2.42	3.26
	4	70.90	408.00	0.016	0.014	5.00	3.00	0.60	1.00	3.34	6.68	0.50	1.06	2.47	2.84
	5	70.90	10.38	0.016	0.014	3.25	2.00	0.92	0.00	2.98	5.08	0.59	1.52	2.13	3.19
	6	70.90	152.87	0.034	0.014	5.00	3.00	0.48	1.00	2.61	6.35	0.41	1.06	3.51	3.64
	7	70.90	120.25	0.017	0.014	5.00	3.00	0.60	1.00	3.27	6.65	0.49	1.06	2.54	2.90
	8	70.90	257.00	0.011	0.014	5.00	3.00	0.67	1.00	3.78	6.89	0.55	1.06	2.07	2.51
	9	70.90	503.00	0.018	0.014	2.00	2.00	0.95	1.00	2.80	4.68	0.60	1.60	2.56	3.40
	10	70.90	280.00	0.031	0.014	2.00	2.00	0.87	1.00	2.48	4.45	0.56	1.60	3.00	3.83
	11	70.90	163.60	0.031	0.014	2.00	2.00	0.87	1.00	2.48	4.45	0.56	1.60	3.00	3.83
	12	70.90	10.33	0.031	0.014	3.30	2.00	0.72	0.00	2.50	4.82	0.52	1.50	2.98	3.99
	13	70.90	72.79	0.031	0.014	2.00	2.00	0.87	1.00	2.48	4.45	0.56	1.60	3.00	3.83
	14	70.90	20.00	0.031	0.014	3.20	2.20	0.74	0.00	2.49	4.75	0.52	1.53	2.96	4.00
	15	70.90	253.53	0.0197	0.014	2.00	2.00	0.93	1.00	2.74	4.64	0.59	1.60	2.62	3.47
	16	70.90	172.00	0.014	0.014	2.00	2.00	1.02	1.00	3.06	4.87	0.63	1.60	2.27	3.10
	17	70.90	16.20	0.014	0.014	2.90	4.00	0.87	0.00	2.52	4.64	0.54	1.63	2.88	4.06
	18	18.40	691.80	0.025	0.014	2.50	2.50	1.09	1.00	3.92	5.59	0.70	2.05	3.11	4.46
	19	18.40	530.58	0.021	0.014	2.50	2.50	1.14	1.00	4.17	5.74	0.73	2.05	2.86	4.19
	20	100.1	10.00	0.021	0.014	5.00	3.20	1.17	0.00	5.89	7.35	0.80	1.13	2.62	5.43
	21	100.1	19.46	0.021	0.014	3.00	3.00	1.46	0.00	6.55	7.14	0.91	2.67	2.96	4.88
	22	100.1	318.04	0.018	0.014	3.00	3.00	1.52	1.00	6.93	7.32	0.95	2.67	2.75	4.62

Tableau V.10 : Dimensions du canal P1 de nature trapézoïdal en pierres maçonnées.

Canal	Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	I (m/m)	N	b (m)	H (m)	Heau (m)	m (m/m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	Hcr (m)	NFr	V (m/s)
CANAL PARTIE OUEST	1	35.40	400.00	0.009	0.025	1.80	1.60	1.38	1.00	4.39	5.70	0.77	1.40	1.03	3.19
	2	35.40	360.00	0.004	0.025	2.00	1.80	1.64	1.00	5.95	6.63	0.90	1.36	0.71	2.35
	3	35.40	69.00	0.016	0.025	2.00	1.80	1.34	1.00	4.46	5.78	0.77	1.60	1.39	4.25
	4	70.90	408.00	0.016	0.025	5.00	3.00	0.84	1.00	4.92	7.38	0.67	1.06	1.44	3.86
	5	70.90	10.38	0.016	0.014	3.25	2.00	0.92	0.00	2.98	5.08	0.59	1.52	2.13	6.38
	6	70.90	152.87	0.034	0.025	5.00	3.00	0.67	1.00	3.82	6.90	0.55	1.06	2.05	4.97
	7	70.90	120.25	0.017	0.025	5.00	3.00	0.83	1.00	4.82	7.34	0.66	1.06	1.47	3.94
	8	70.90	257.00	0.011	0.025	5.00	3.00	0.94	1.00	5.58	7.66	0.73	1.06	1.20	3.40
	9	70.90	503.00	0.018	0.025	2.00	1.80	1.30	1.00	4.27	5.66	0.75	1.60	1.47	4.45
	10	70.90	280.00	0.030	0.025	2.00	1.80	1.13	1.00	3.54	5.20	0.68	1.60	1.88	5.36
	11	70.90	163.60	0.027	0.025	2.00	1.80	1.16	1.00	3.86	5.29	0.70	1.60	1.79	5.16
	12	70.90	10.33	0.031	0.014	3.30	2.00	0.72	0.00	2.50	4.82	0.52	1.50	2.98	7.98
	13	70.90	72.79	0.027	0.025	2.00	1.80	1.16	1.00	3.86	5.29	0.70	1.60	1.79	5.16
	14	70.90	20.00	0.031	0.014	3.20	2.20	0.74	0.00	2.49	4.75	0.52	1.53	2.96	7.99
	15	70.90	253.53	0.019	0.025	2.00	1.80	1.28	1.00	4.19	5.61	0.75	1.60	1.51	4.54
	16	70.90	172.00	0.014	0.025	2.00	1.80	1.39	1.00	4.69	5.92	0.79	1.60	1.31	4.05
	17	70.90	16.20	0.014	0.014	2.90	4.00	0.87	0.00	2.52	4.64	0.54	1.63	2.88	8.11
	18	18.40	691.80	0.025	0.025	2.50	2.50	1.50	1.00	5.99	6.74	0.89	2.05	1.79	5.85
	19	18.40	530.58	0.021	0.025	2.50	2.50	1.57	1.00	6.38	6.94	0.92	2.06	1.64	5.48
	20	100.1	10.00	0.021	0.014	5.00	3.20	1.17	0.00	5.89	7.35	0.80	1.13	2.62	10.85
	21	100.1	19.46	0.021	0.025	3.50	3.00	1.88	1.00	10.09	8.80	1.15	2.53	1.72	6.35
	22	100.1	318.04	0.018	0.025	3.50	3.00	1.96	1.00	10.67	9.03	1.18	2.53	1.60	6.00

**Tableau V.11** : Dimensions du galerie P de nature rectangulaire couverte en béton armé.

Canal	Nature	Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	I (m/m)	N	b (m)	H (m)	Heau (m)	m (m/m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	Hcr (m)	NFr	V (m/s)
GALERIE PARTIE OUEST	Galerie Rectangulaire en béton armé	P1	35.40	400.00	0.0168	0.014	3.00	1.60	0.97	1.00	2.91	4.94	0.59	1.59	2.10	3.26
		P2	35.40	330.00	0.0241	0.014	3.00	1.60	0.86	1.00	2.56	4.71	0.55	1.59	2.55	3.70

## V.1.8.2 Partie Centre

Tableau V.12 : Dimensions du canal C de nature trapézoïdal en béton armé.

Canal	Nature	Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	I (m/m)	N	b (m)	H (m)	Heau (m)	m (m/m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	Hcr (m)	NFr	V (m/s)
CANAL PARTIE CENTRE 2	Trapézoïdal en béton armé	C1	108.4	258.00	0.0175	0.014	4.00	2.00	1.05	1.00	5.32	6.97	0.76	1.89	2.69	3.94
		C2	108.4	383.00	0.0142	0.014	4.00	2.00	1.11	1.00	5.72	7.16	0.79	1.89	2.44	3.67
		C3	108.4	248.00	0.0092	0.014	4.00	2.00	1.26	1.00	6.67	7.58	0.88	1.89	1.98	3.15

Tableau V.13 : Dimensions du canal C de nature trapézoïdal en pierres maçonnées.

Canal	Nature	Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	I (m/m)	N	b (m)	H (m)	Heau (m)	m (m/m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	Hcr (m)	NFr	V (m/s)
CANAL PARTIE CENTRE 2	Trapézoïdal en pierres maçonnées	C1	108.4	258.00	0.0175	0.025	3.50	2.50	1.57	1.00	7.93	7.92	1.00	2.00	1.55	5.29
		C2	108.4	383.00	0.0142	0.025	3.50	2.50	1.66	1.00	8.55	8.19	1.04	2.00	1.39	4.90
		C3	108.4	248.00	0.0092	0.025	3.50	2.50	1.86	1.00	10.02	8.78	1.14	2.00	1.14	4.19

**Tableau V.14** : Dimensions du canal A de nature trapézoïdal en pierres maçonnées.

Canal	Nature	Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	I (m/m)	N	b (m)	H (m)	Heau (m)	m (m/m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	Hcr (m)	NFr	V (m/s)
CANAL PARTIE CENTRE 1	Trapézoïdal en pierres maçonnées	A1	27.30	229.00	0.0338	0.025	9.00	1.70	0.47	0.66	4.50	10.34	0.44	0.74	2.01	4.22
		A2	27.30	282.00	0.0294	0.025	9.00	1.70	0.49	0.66	4.70	10.40	0.45	0.74	1.88	4.04
		A3	27.30	255.00	0.0223	0.025	9.00	1.70	0.53	0.66	5.13	10.52	0.48	0.74	1.66	3.70

**Tableau V.15** : Dimensions du canal A de nature trapézoïdal en béton armé.

Canal	Nature	Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	I (m/m)	N	b (m)	H (m)	Heau (m)	m (m/m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	Hcr (m)	NFr	V (m/s)
CANAL PARTIE CENTRE 1	Trapézoïdal en pierres maçonnées	A1	27.30	229.00	0.0338	0.025	3.00	1.70	0.76	0	2.27	4.51	0.50	1.59	3.05	4.33
		A2	27.30	282.00	0.0294	0.025	3.00	1.70	0.79	0	2.390	4.59	0.52	1.59	2.83	3.93
		A3	27.30	255.00	0.0223	0.025	3.00	1.70	0.87	0	2.6300	4.7500	0.55	1.59	2.45	3.20

## V.1.8.1 Partie Est

Tableau V.16 : Dimensions du canal B de nature rectangulaire en béton armé.

Canal	Nature	Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	I (m/m)	N	b (m)	H (m)	Heau (m)	m (m/m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	Hcr (m)	NFr	V (m/s)
CANAL PARTIE EST	Rectangulaire en béton armé	B1	81.10	330.89	0.0152	0.014	3.00	2.00	1.15	0	3.46	5.31	0.65	1.81	1.96	3.31
		B2	81.10	173.00	0.0223	0.014	3.00	2.00	1.00	0	3.02	5.01	0.60	1.81	2.42	3.805
		B3	81.10	220.9	0.0254	0.014	3.00	2.00	0.96	0	2.88	4.92	0.58	1.81	2.59	3.985
		B4	81.10	288.00	0.0183	0.014	3.00	2.00	1.08	0	3.240	5.16	0.62	1.81	2.17	3.54
		B5	81.10	198.00	0.0210	0.014	3.00	2.00	1.02	0	3.080	5.05	0.61	1.81	2.35	3.73
		B6	81.10	134.00	0.0339	0.014	3.00	2.00	0.81	0	2.630	4.73	0.55	1.81	3.02	4.41
		B7	81.10	100.68	0.0409	0.014	3.00	2.00	0.81	0	2.630	4.52	0.53	1.81	3.33	4.71
		B8	81.10	151.00	0.0105	0.014	3.00	2.00	1.32	0	3.970	5.64	0.70	1.81	1.60	2.89
		B9	81.10	11.00	0.0105	0.014	3.00	2.00	1.32	0	3.970	5.64	0.70	1.81	1.60	2.89
		B10	81.10	263.98	0.0307	0.014	3.00	2.00	0.90	0	2.690	4.79	0.56	1.81	2.87	4.26
		B11	81.10	193.00	0.0289	0.014	3.00	2.00	0.91	0	2.760	4.84	0.57	1.81	2.78	4.17
		B12	81.10	130.93	0.0153	0.014	3.00	2.00	0.9400	0	2.820	4.88	0.58	1.81	2.68	4.07
		<b>TOTAL</b>		<b>2195.38</b>												

### V.1.9 Estimation du coût des variantes

La détermination des paramètres de l'écoulement de chaque variante, nous a permis de conclure sur la convenance de chaque solution proposée pour l'aménagement d'Oued Sougueur de point de vue hydraulique.

Dans cette partie on procède à l'évaluation du coût de chaque variante, à partir des résultats des quantités de déblais et de remblais données par le simulateur HEC-RAS.

Une appréciation du devis de notre projet nécessite aussi une estimation des travaux de génie civil, à partir des dimensions de notre canal pour chaque variante.

Les différentes quantités des matériaux à utiliser pour chaque variante, on va le multiplier par leur prix unitaire, afin d'obtenir le devis quantitatif et estimatif préliminaire des variantes.

#### V.1.9.1 Devis estimatif préliminaire des variantes

La meilleure méthode pour connaître les prix c'est la discussion avec les gens qui sont dans le domaine au jour du calcul, les différents détails et **prix secs** sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.17** : Estimation du prix des travaux de terrassement.

Les travaux	Type des travaux	Prix actuelle pour 1M <sup>3</sup> en DA
Déblai	Avec la roche	2300
	Sans la roche	1300
Remblai	Avec la roche	1300
	Sans la roche	800

**Tableau V.18** : Estimation du prix d'une mètre cube de béton armé.

Le constituant	Type	PU (DA)
Béton	150 Kg/M <sup>3</sup>	25 000
	300 Kg/M <sup>3</sup>	35 000
	350 Kg/M <sup>3</sup>	45 000

**Tableau V.19** : Estimation du prix d'une mètre cube des matériaux de construction.

Matériaux de construction	Indice de foisonnement	Prix de 1M <sup>3</sup> en DA
Pierre maçonnée	0.74	3500
Gravier	0.89	2500

## V.1.9.2 Devis quantitatif et estimatif préliminaire des variantes

## ➤ Partie Ouest

**Tableau V.20** : Devis estimatif du canal P1 de nature trapézoïdale en béton armé.

N°	Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	P. U	P. Total
1-Terrassements					
1.1	Déblais	M <sup>3</sup>	52,634.08	1300	68,424,304
1.2	Remblais	M <sup>3</sup>	8,523.21	800	6,818,568
1.2	Terre excédentaire	M <sup>3</sup>	44,110.87	800	35,288,696
2-Construction en béton					
2.1	Béton armé	M <sup>3</sup>	3,972.20	35 000	139,027,000
2.2	Béton propreté	M <sup>3</sup>	194.50	25 000	4,862,500
<b>TOTAL</b>					<b>254,421,068</b>

**Tableau V.21** : Devis estimatif du canal P1 de nature trapézoïdal en pierres maçonnées.

N°	Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	P. U	P. Total
1-Terrassements					
1.1	Déblais	M <sup>3</sup>	52,634.08	1300	68,424,304
1.2	Remblais	M <sup>3</sup>	8,523.21	800	6,818,568
1.2	Terre excédentaire	M <sup>3</sup>	44,110.87	800	35,288,696
2-construction en béton					
2.1	Pierre maçonnée	M <sup>3</sup>	11,745.62	3500	41,109,670
2.2	Gravier	M <sup>3</sup>	194.50	2500	486,250
<b>TOTAL</b>					<b>152,127,488</b>

**Tableau V.22** : Devis estimatif du galerie P de nature rectangulaire couverte en béton armé.

N°	Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	P. U	P. Total
1-Terrassements					
1.1	Déblais	M <sup>3</sup>	11,721.80	1300	15,238,340
1.2	Remblais	M <sup>3</sup>	0.00	800	0.00
1.2	Terre excédentaire	M <sup>3</sup>	11,721.80	800	9,377,440
2-Construction en béton					
2.1	Béton armé	M <sup>3</sup>	702.72	35000	24,595,200
2.2	Béton propreté	M <sup>3</sup>	36.55	25000	913,750
<b>TOTAL</b>					<b>50,124,730</b>

## ➤ Partie Centre

**Tableau V.23** : Devis estimatif du canal C de nature trapézoïdale en béton armé.

N°	Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	P. U	P. Total
1-Terrassements					
1.1	Déblais	M <sup>3</sup>	3,428.71	1300	4,457,323
1.2	Remblais	M <sup>3</sup>	6,959.71	800	5,567,768
1.2	Terre excédentaires	M <sup>3</sup>	3,531.00	800	2,824,800
2-Construction en béton					
2.1	Béton armé	M <sup>3</sup>	916.10	35000	32,063,500
2.2	Béton propreté	M <sup>3</sup>	44.45	25000	1,111,250
<b>TOTAL</b>					<b>46,024,641</b>

**Tableau V.24** : Devis estimatif du canal C de nature trapézoïdale en pierres maçonnées.

N°	Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	P. U	P. Total
1-Terrassements					
1.1	Déblais	M <sup>3</sup>	3,428.71	1300	4,457,323
1.2	Remblais	M <sup>3</sup>	6,959.71	800	5,567,768
1.2	Terre excédentaire	M <sup>3</sup>	3,531.00	800	2,824,800
2-Construction en béton					
2.1	Pierre maçonnée	M <sup>3</sup>	2,739.41	3500	9,587,935
2.2	Gravier	M <sup>3</sup>	44.45	2500	111,125
<b>TOTAL</b>					<b>22,548,951</b>

**Tableau V.25** : Devis estimatif du canal A de nature rectangulaire couverte en béton armé.

N°	Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	P. U	P. Total
1-Terrassements					
1.1	Déblais	M <sup>3</sup>	4,222.34	1300	5,489,042
1.2	Remblais	M <sup>3</sup>	0.00	800	0.00
1.2	Terre excédentaire	M <sup>3</sup>	4,222.34	800	3,377,872
2-Construction en béton					
2.1	Béton armé	M <sup>3</sup>	751.66	35000	26,308,100
2.2	Béton propreté	M <sup>3</sup>	38.35	25000	958,750
<b>TOTAL</b>					<b>36,133,764</b>

**Tableau V.26** : Devis estimatif du canal A de nature trapézoïdale en pierres maçonnées.

N°	Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	P. U	P. Total
1-Terrassements					
1.1	Déblais	M <sup>3</sup>	1,738.00	1300	2,259,400
1.2	Remblais	M <sup>3</sup>	4,010.00	800	3,208,000
1.2	Terre excédentaire	M <sup>3</sup>	2,272.00	800	1,817,600
2-Construction en béton					
2.1	Pierres Maçonnées	M <sup>3</sup>	2,377.00	3500	8,319,500
2.2	Béton propreté	M <sup>3</sup>	389.00	2500	972,500
				TOTAL	16,577,000

➤ **Partie Est**

**Tableau V.27** : Devis estimatif du canal B de nature rectangulaire en béton armé.

N°	Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	P. U	P. Total
1-Terrassements					
1.1	Déblais	M <sup>3</sup>	14,168.53	1300	18,419,089
1.2	Remblais	M <sup>3</sup>	0.00	800	0.00
1.2	Terre excédentaire	M <sup>3</sup>	14,168.53	800	11,334,824
2-Construction en béton					
2.1	Béton armé	M <sup>3</sup>	2,282.42	35000	79,884,700
2.2	Béton propreté	M <sup>3</sup>	109.73	25000	2,743,250
				TOTAL	112,381,863

### V.1.10 Choix de la variante du projet

Le tableau ci-dessous récapitule les coûts financiers de toutes les variantes proposées pour l'évacuation des eaux de la crue d'oued Sougueur.

**Tableau V.28** : Coûts financiers des variantes proposées.

Canal	Variante	Coût (DA)
P1	trapézoïdal en béton armé	254,421,068
	trapézoïdal en pierre maçonnées	152,127,488
P	Rectangulaire en béton armé	50,124,730
C	trapézoïdal en béton armé	46,024,641
	trapézoïdal en pierre maçonnées	22,548,951
A	Rectangulaire en béton armé	36,133,764
	Trapézoïdal en pierre maçonnées	16,577,000
B	Rectangulaire en béton armé	112,381,863

Ces devis sont donnés à titre indicatif, ils seront développés en détail dans l'étude détaillée de l'aménagement retenu.

**NB** : les ouvrages de génie civil (les traversées – les ouvrages : de raccordement, d'accumulation et rejet) ne sont pas assimilés dans ces devis préliminaires.

### Discussion

On dit une variante vérifie l'aspect technique c'est-à-dire il n'existe aucun débordement hors des sections projetées, et les vitesses d'écoulement restent assez acceptables, du moment qu'elles sont dans l'intervalle ( $2 \div 5 \text{ m/s}$ ).

On dit une variante vérifie l'aspect économique c'est-à-dire que cette variante est la moins chère.

Pour le canal P1, On choisit la variante d'un canal trapézoïdal en béton armé avec un montant estimé à **254,421,068.00 DA** même qu'elle est plus chère que la variante d'un canal trapézoïdal en pierre maçonnée parce que la projection d'un canal trapézoïdal en pierre maçonnée ne vérifie pas l'un des conditions techniques c'est les vitesses d'écoulement varient entre 2 et 5 m/s en plus cette variante nécessite l'obligation de la disponibilité des matériaux de construction sur place ou au voisinage et ça elle est pas vérifier pour le canal P1.

Pour les deux canaux A et C, les deux variantes proposées vérifier les deux aspects technico-économique, donc on opte pour la projection des deux canaux trapézoïdaux en pierres maçonnées avec un montant de **16,577,000.00 DA** pour le canal A et un montant de **22,548,951.00 DA** pour le canal C, car on trouve que cette variante est la plus économique pour les deux canaux, en plus la projection d'un canal trapézoïdal en pierre maçonnée pour les deux canaux A et C qui se trouvent au centre de la ville donne un aspect esthétique pour la ville et forme une belle harmonie avec la nature.

### **Conclusion**

L'étude technico-économique nous a permis de sélectionner les meilleures variantes qui sont réparties comme suit : Canal P1 : 3890 m de nature trapézoïdal en béton armé, Galerie P : 730 m de nature rectangulaire en béton armé, Canal A : 767 m de nature trapézoïdal en pierre maçonnerie, Canal C : 889 m de nature trapézoïdal en pierre maçonnerie, Canal B : 2195 m de nature trapézoïdal en béton armé, afin de protéger les localités de la ville de Sougueur contre les inondations et assurer une évacuation rapide du flux de la crue vers l'exutoire, avec la préservation des conditions naturelles, sociologiques et environnementales de la zone d'étude.

**Chapitre VI : Etude  
détaillée de l'aménagement  
retenu**

## Chapitre VI

### ETUDE DETAILLEE DE L'AMENAGEMENT RETENU

#### Introduction

Dans ce volet nous allons établir une étude de stabilité puis une évaluation quantitative et estimative de la projection du système de protection contre les inondations. A ce stade de l'étude, nous disposons d'assez de détails pour estimer les coûts.

Le but ultime de ce chapitre est d'arriver au cout de mètre linéaire du projet globale avec un succès.

#### VI.1 Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. Parmi les méthodes les plus efficaces de l'équilibre limite c'est la méthode de Morgenstern-Price 1965.

Peut-être c'est la meilleure méthode, elle est précise, mais demande une certaine pratique pour donner la bonne fonction  $f(x)$ . (**Source** : <https://cours-examens.org>).

##### V.1.1 Les méthodes de l'équilibre limite

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite ; c'est un calcul à la rupture où on suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Les variables utilisées pour cette analyse sont les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et la géométrie de la pente. Le rendement d'une analyse traditionnelle de stabilité est une simple valeur déterministe qui évalue si la pente est stable ou non. Le rendement peut être exprimé en tant que coefficient de sécurité.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe.

Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il

existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul du coefficient de sécurité « F » et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Selon la forme de la surface de rupture plusieurs méthodes ont été développées.

Parmi les types de rupture, on choisit la formule appropriée :

➤ **Rupture plane** : Méthode de Stabilité des pentes finies de Culmann 1886, Stabilité des pentes infinies 1910 ...

➤ **Rupture circulaire** : on trouve deux types, les méthodes globales comme de Taylor 1937 et Caquot..., et des méthodes des tranches comme de Fellenius 1927 et celle de Bishop 1954 et de Bishop-Morgenstern 1960 ...

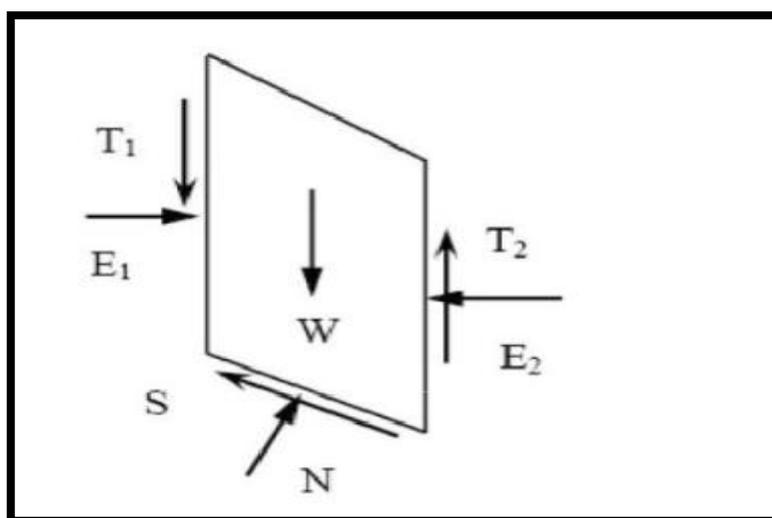
➤ **Rupture quelconque** : Méthode de Raulin, Rouques et Toubol (Méthode des Perturbations, 1974).

### V.1.2 La méthode de Morgenstern-Price 1965

La méthode de Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches

$$\tan \theta_i = \frac{X}{E} = \lambda.F(x_i) \quad (\text{VI.1})$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure suivant :



**Figure II.3** : Représentation graphique des forces sur une tranche par la méthode de Morgenstern-Price 1965.

Avec :

$\theta$  : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre, le long de la surface de glissement ;

$\lambda$  : un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité ;

$f(x)$  : une fonction de variation par rapport à la distance le long de surface de glissement ;

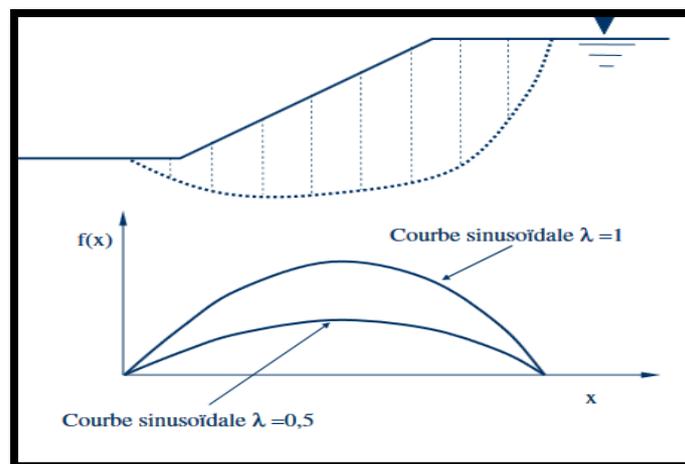
$x$  : une distance varie le long de la surface de glissement ;

Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode rigoureuse de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que,  $F_f$  est égal à  $F_m$  dans les équations suivantes :

$$F_f = \frac{\sum[C'.l+(N-l)\tan\varphi'] \cdot \sin\alpha}{\sum[W-(T_2-T_1)]\tan\alpha+\sum(E_2-E_1)} \quad (\text{VI.2})$$

$$F_m = \frac{\sum[C'.l+(N-u.l)\tan\varphi']}{\sum W \cdot \sin\alpha} \quad (\text{VI.3})$$

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse une surface de rupture circulaire ou non circulaire. En 1977, Fredlund et Krahnont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyses, que le choix de la fonction  $f(x)$  dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.



**Figure II.3 :** Représentation graphique des fonctions sinusoïdales de la méthode de Morgenstern-Price 1965.

### VI.1.3 Modélisation numérique de la méthode de Morgenstern-Price 1965

Après un bref aperçu sur les méthodes de l'équilibre limite et la méthode de Morgenstern-Price 1965 et leur intégration pour l'analyse de la stabilité des pentes, une modélisation numérique vient achever notre travail. Cette dernière a été élaborée pour différentes cas par un logiciel puissant dans le domaine géotechnique et géo-environnement, c'est le logiciel GeoStudio 2012.

Des cas de pentes ont été traités dans des conditions de la saturation partielle et des comparaisons vis-à-vis du coefficient de sécurité ont été faites.

#### V.1.3.1 Présentation du logiciel GEO-SLOPE

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique et de géo-environnement. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le coefficient de sécurité des massifs en pentes constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans succion, etc. Dans son architecture globale, ce programme est composé de huit modules distincts, les deux modules essentiels pour notre cas sont :

- **SLOPE/W** pour le calcul des coefficients de sécurité d'une pente en utilisant les Méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, ...);
- **SEEP/W** pour calculer, analyser et évaluer, grâce à un modèle par élément finis, les pressions interstitielles d'eau.

#### V.1.3.2 Application

Dans notre travail, plusieurs cas de calcul ont été considérés :

- **Premier cas** : Aménagement vide (fin de construction), avec une nappe statique et sans le phénomène de séisme.
- **Deuxième cas** : Aménagement vide (fin de construction), avec le phénomène de séisme et avec une nappe statique.
- **Troisième cas** : Aménagement rempli d'eau (cas de vidange rapide), avec l'effet de la nappe et sans le phénomène de séisme.
- **Quatrième cas** : Aménagement rempli d'eau (cas de vidange rapide), avec l'effet de la nappe et avec le phénomène de séisme.

**V.1.3.3 Les entrées** : Les données nécessaires pour faire la simulation dans le logiciel sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.1** : Les caractéristiques géotechniques du sol. (DRE)

	Paramètre	Unité	Valeur
Les caractéristiques Géotechniques du Sol.	Poids volumique	KN/M <sup>3</sup>	18.10
	Cohésion	MPa	0.026
	Angle de frottement	Degré	7.00

**Tableau VI.2** : Les caractéristiques géotechniques du béton armé. (RIVARD et al, 2013)

	Paramètre	Unité	Valeur
Les caractéristiques géotechniques du béton armé.	Poids volumique	KN/M <sup>3</sup>	25.00
	Cohésion	MPa	3.10
	Angle de frottement	Degré	57.00

**Tableau VI.3** : Les caractéristiques géotechniques de la pierre maçonnées. (Source : <https://www.cfms-sols.org>).

	Paramètre	Unité	Valeur
Les caractéristiques géotechniques de la pierre maçonnées.	Poids volumique	KN/M <sup>3</sup>	20.000
	Cohésion	MPa	0.00
	Angle de frottement	Degré	45.00

#### V.1.3.4 Démarche de simulation

Pour faire une simulation par le logiciel GeoStudio 2012, on doit suivre les étapes suivantes :

- Par l'outil Nouveau projet, on produit un nouveau projet, et on choisit le type des équations d'équilibre limite de modèle Analyse SLOPE/W.
- Une fenêtre Entrer les Analyses à apparaître, par laquelle on ajoute le nom et la description de notre projet et on choisit la formule utilisée est celle de Morgenstern-Price 1965, et on détermine le type de fonction latérale et les conditions de pression interstitielle s'il y a lieu et on détermine la direction de mouvement par l'option Surface de glissement, si elle est de gauche à droite ou elle est de droite à gauche.
- Par l'outil Tracer des régions, on trace notre profil en travers de l'oued et les couches existantes.
- Par l'outil Entrer les matériaux, on insère les matériaux qui sont dans notre profil en travers et on choisit le modèle de matériau ' Mohr-Coulomb ' et on introduit les caractéristiques géotechniques du Sol qui sont en tableaux précédents.

- S'il on peut étudier l'effet du séisme, c'est par l'option Entrer charge sismique, on introduit les coefficients Horizontaux et Verticaux de la charge sismique.
- Par l'option Entrée et Sortie d'Entrer la Surface de glissement, on détermine les intervalles de points d'entrée et de sortie de la surface de glissement.
- Il reste seulement d'enregistrer le projet et en lancer la simulation par l'option Démarrer de l'outil Gestionnaire de résolution.
- On répète ce scénario pour tous les canaux projetés et pour tous les cas étudiés et pour les deux rives gauche et droite.

### V.1.3.5 Résultats de simulation

Les résultats de la simulation sont en format des figures contiennent les valeurs des coefficients de sécurité par la méthode de Morgenstern-Price 1965 et des chiffres représentent les coordonnées de centre des cercles et les valeurs des rayons de ces cercles.

Les coefficients de sécurité des différents cas étudiés et les valeurs des rayons critiques sont récapitulées dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.4** : Les coefficients de sécurité pour la rive droite de la variante retenue.

Les canaux projetés	Coefficients de sécurité			
	Sans l'eau		Avec l'eau	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
P1	5.261	2.683	5.595	4.159
P	4.854	2.415	10.861	4.159
A	5.387	2.262	22.570	2.860
C	4.627	2.430	9.555	3.192
B	4.854	2.415	10.861	3.298

**Tableau VI.5** : Les coefficients de sécurité pour la rive gauche de la variante retenue.

Les canaux projetés	Coefficients de sécurité			
	Sans l'eau		Avec l'eau	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
P1	5.261	2.683	5.595	4.159
P	4.854	2.415	10.861	4.159
A	5.387	2.262	22.570	2.860
C	4.627	2.430	9.555	3.192
B	4.854	2.415	10.861	3.298

**Tableau VI.6** : Les valeurs des rayons critiques pour la rive droite de la variante retenue.

Les canaux projetés	Rayon critique (m)			
	Sans l'eau		Avec l'eau	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
P1	7.4816	7.4816	3.0400	3.0400
P	4.3200	4.3200	4.3200	4.3200
A	5.478	7.308	6.000	10.721
C	4.3230	4.3230	4.3230	4.3230
B	4.3200	4.3200	4.3200	4.3200

**Tableau VI.7** : Les valeurs des rayons critiques pour la rive gauche de la variante retenue.

Les canaux projetés	Rayon critique (m)			
	Sans l'eau		Avec l'eau	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
P1	7.4816	7.4816	3.0400	3.0400
P	4.3200	4.3200	4.3200	4.3200
A	5.478	7.308	6.000	10.721
C	4.3230	4.3230	4.3230	4.3230
B	4.3200	4.3200	4.3200	4.3200

Pour le cas le plus défavorable : Avec l'eau et Avec le séisme, on insère les figures produites par le logiciel GeoStudio 2012 comme suit :

• Partie Ouest

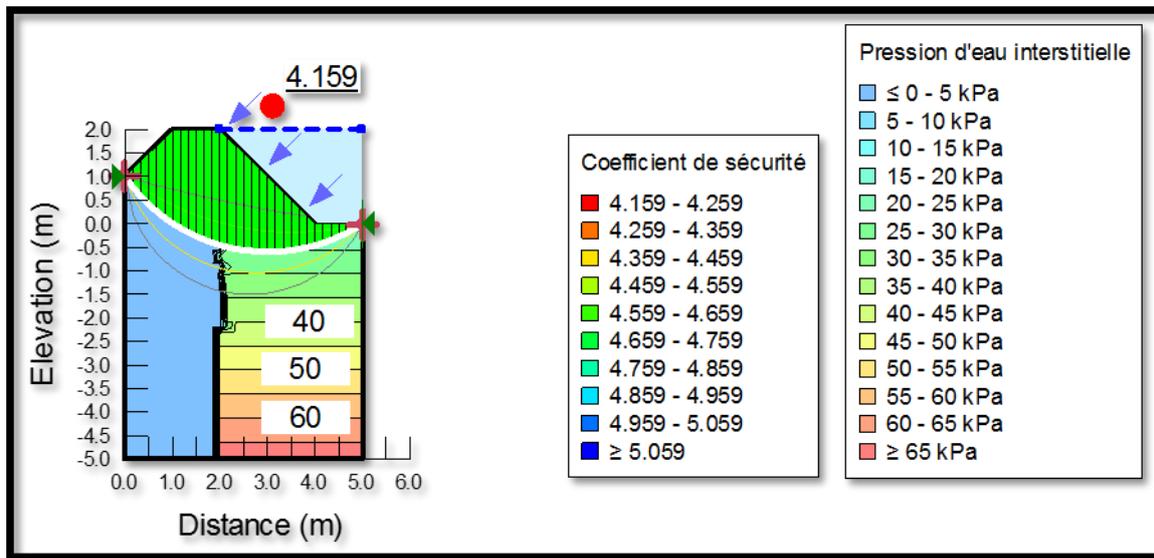


Figure VI.1 : Simulation de la rive gauche de Canal P1 par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012.

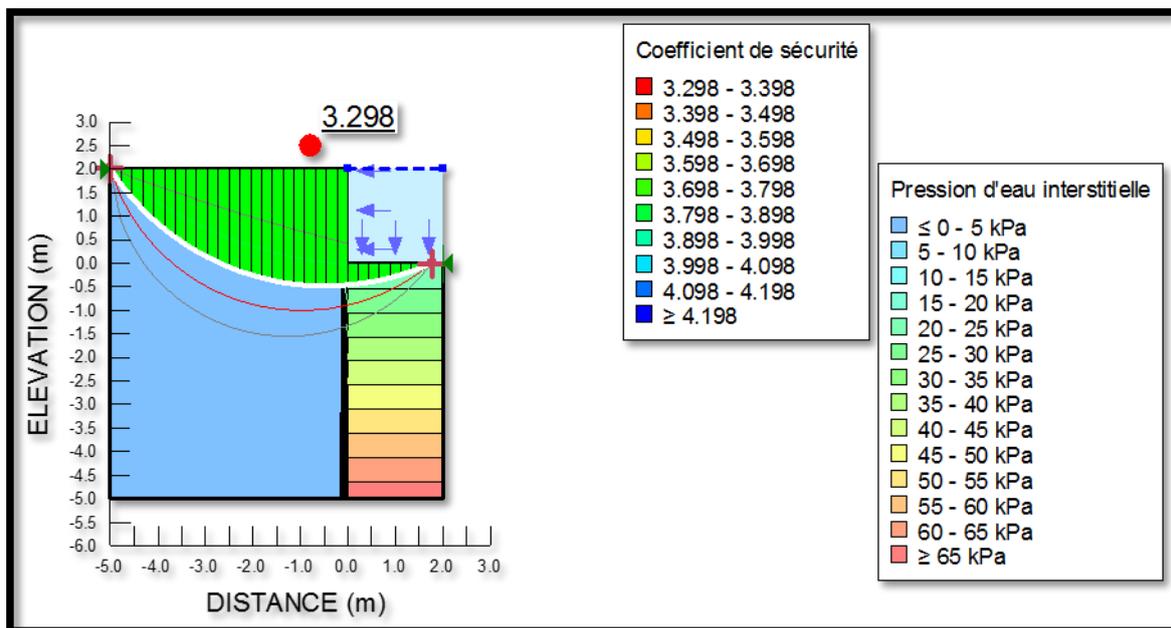


Figure VI.1 : Simulation de la rive gauche de Galerie P par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012.

• Partie Centre

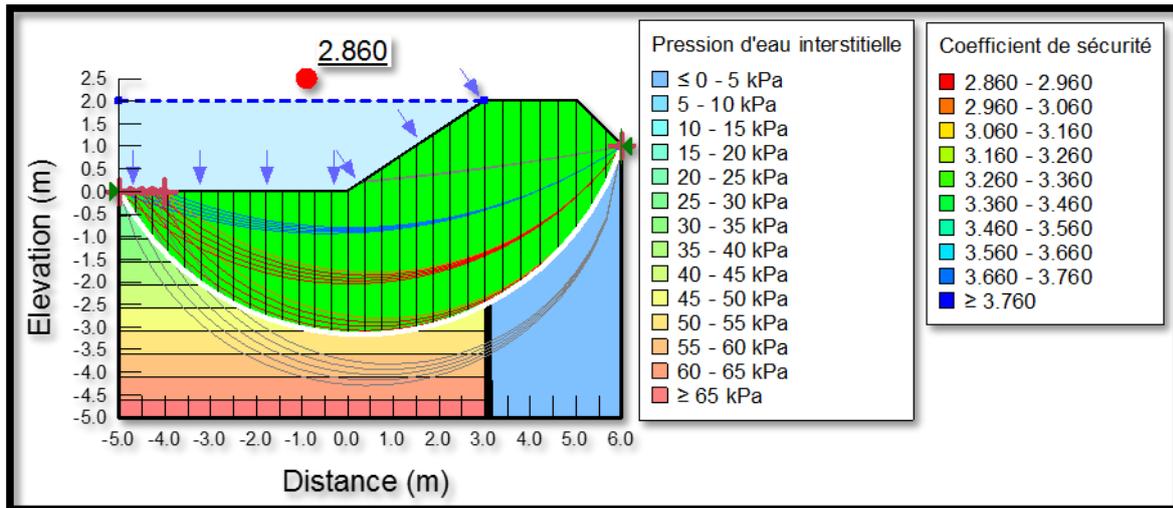


Figure VI.1 : Simulation de la rive droite de Canal A par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012.

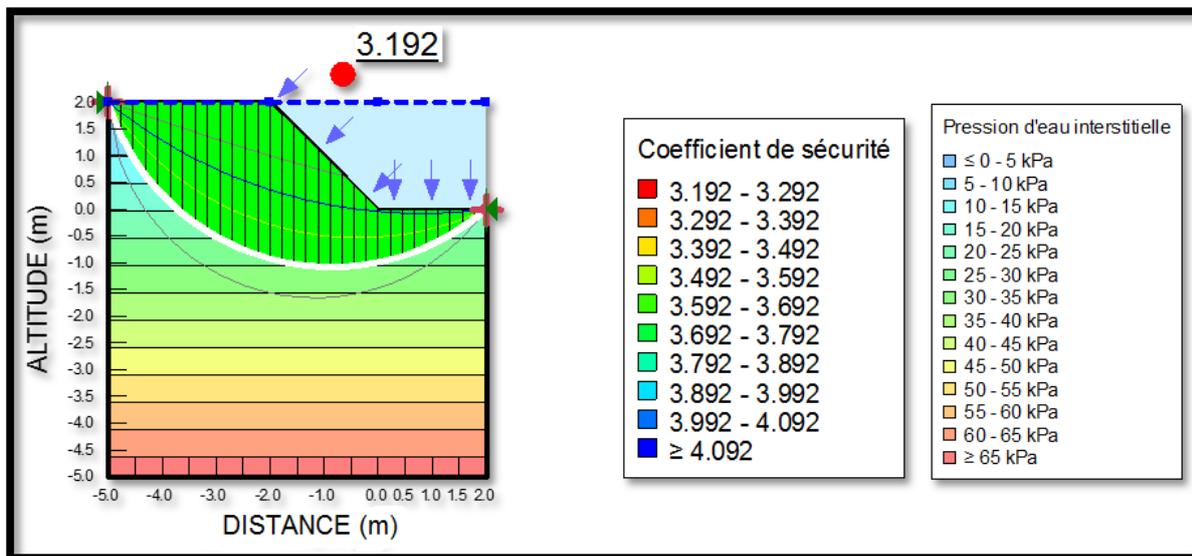
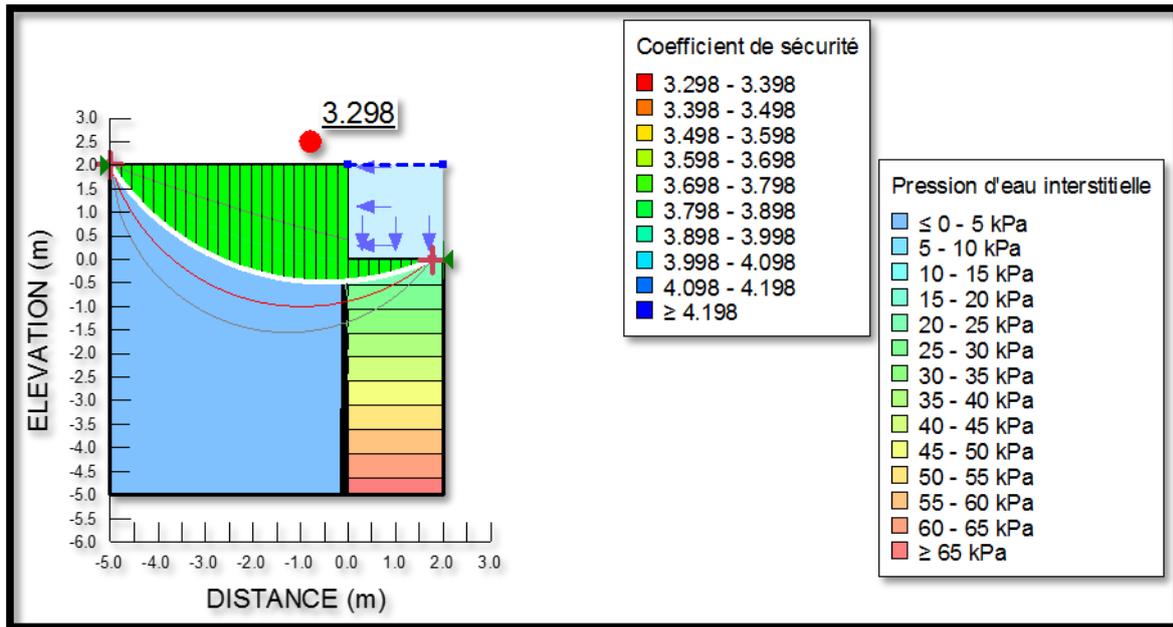


Figure VI.1 : Simulation de la rive gauche de Canal C par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012.

• **Partie Est**



**Figure VI.1** : Simulation de la rive gauche de Canal B par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2012.

**Discussion et interprétation**

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s’agit de conclure si l’ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d’après l’expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

**Tableau V.8** : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.

Coefficients	Valeurs
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.10

D’après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les rives droites et gauches de notre variante retenue.

## VI.2 Les différentes ouvrages et travaux effectués dans le projet

Dans cette partie de travail, on détermine et explique les différentes travaux et ouvrages qu'on peut projeter dans l'aménagement d'oued Sougueur contre les inondations.

Le tableau suivant fait un rappel sur le processus de l'aménagement retenu.

**Tableau VI.9** : Le processus de l'aménagement retenu.

	Oued	Longueur (m)	Variante d'aménagement
Partie Ouest	Canal P1	3890.00	- Canal trapézoïdale en BA.
	Galerie P	730.00	- Galerie rectangulaire en BA.
Partie Centre	Canal A	767.00	- Canal rectangulaire en BA.
	Canal C	889.00	- Canal trapézoïdale en PM.
Partie Est	Canal B	2195.00	- Canal rectangulaire en BA.
	<b>Total</b>	<b>8471.00</b>	

### VI.2.1 Rappel sur les ouvrages particuliers

Dans le cadre de projet, on va proposer les ouvrages ci-dessous, leurs dimensionnements est effectués dans la partie calcul hydraulique de chapitre précédent.

#### VI.2.1.1 Ouvrages d'accumulation

A l'entrée du canal, on dresse un ouvrage d'accumulation, afin de protéger les parois des canaux et éviter le passage des apports solides.

Cet ouvrage doit être curé après le passage de chaque crue importante.

#### VI.2.1.2 Ouvrages de rejet

L'ouvrage de rejet permet de protéger les parois des canaux et de déverser les eaux collectées dans l'Oued.

#### VI.2.1.3 Ouvrages de raccordement

A chaque branchement des canaux, ont projeté un ouvrage de raccordement qui permet de relier ces canaux.

Cet ouvrage doit être curé après le passage de chaque crue importante.

## VI.2.2 Description des travaux

Les travaux effectués pour la réalisation de ce projet d'aménagement sont :

### VI.2.2.1 Travaux de terrassement

- **Déblai** : Les terres, les décombres qu'on retire d'un endroit quand on fait un Déblayement.
- **Remblai** : Terres rapportées et battues, gravois rapportés, soit pour faire des levées, soit pour aplanir quelque terrain, soit pour combler une cavité.
- **Blindage** : Lors de l'ouverture d'une tranchée, le **blindage** consiste à étayer les parois afin d'éviter un écroulement de celles-ci. Différents critères rentrent en compte sur la nécessité de blinder une fouille : Profondeur, nature du sol, vibrations voisines, conditions hydrologiques, ... Dans tous les cas, et dans le cadre de travaux de terrassement en profondeur pour la pose de canalisations, le blindage assure la sécurité des ouvriers (poseurs de canalisation notamment) contre l'ensevelissement ou l'enfouissement. Il est légalement obligatoire de "blinder" une tranchée à partir du moment où elle atteint une profondeur supérieure ou égale à un mètre trente de profondeur ; néanmoins, les canalisateurs doivent être conscients du risque d'ensevelissement à des profondeurs moindres dans la mesure où ils sont susceptibles de travailler accroupis.
- **Étai** : Dans la construction, l'étais est une pièce de charpente en bois et/ou en métal destinée à soutenir provisoirement un édifice ou une formation en matériau naturel. L'étalement indique l'action qui consiste à poser une telle pièce ou installer des éléments de soutien ou de renfort qui s'y apparentent.
- **Epuisement**
- **Arrosage** : Action de conduire, de diriger de l'eau sur les terres, pour les humecter et faciliter le damage et le compactage des remblais.
- **Damage**
- **Transport des terres excédentaires**

### VI.2.2.2 Construction en béton armé

- Béton armé.
- Béton de propreté.
- Pierres maçonnées bien rangées.
- Enduit ordinaire.

- Etanchéité hydrofuge pour les parois enterrées.
- Joint de dilatation en polystyrène.
- Des tampons en fonte rond avec cadre carré.
- Echelons métalliques en barres  $\varnothing 20$ .
- Voirie en tuf.

### VI.2.3 Détermination des différents volumes

#### VI.2.3.1 Volume des déblais des tranchés

Le volume de déblai est donné directement par le logiciel HEC-RAS (version 4.1) lors de l'exécution de la simulation, pour chaque tronçon compris entre deux sections transversales.

#### VI.2.3.2 Volumes des remblais des tranchés

Le volume de remblai pour chaque tronçon est obtenu avec la même méthode.

#### VI.2.3.3 Volume du lit du gravier

$$V_{lg} = d_g * L * b_{radier} \quad (VI.3)$$

Avec

$V_{lg}$  : Volume du lit du gravier ( $m^3$ ) ;

$d_g$  : Epaisseur de la couche de gravier ;

$L$  : Longueur totale du tronçon (m) ;

$b_{radier}$  : Largeur de radier en (m).

#### VI.2.3.4 Volume du lit de propreté

$$V_{bp} = d_{dp} * L * b_{radier} \quad (VI.4)$$

Avec

$V_{bp}$  : Volume du béton de propreté ( $m^3$ ) ;

$d_{dp}$  : épaisseur de la couche de béton de propreté ;

$b_{radier}$  : Largeur de radier (m) ;

$L$  : Longueur totale de la tranchée (m).

#### VI.2.3.5 Volume du béton armé

$$V_{B.A} = d_{B.A} * l * (P_{exte} + P_{inte})/2 \quad (VI.5)$$

Avec

$V_{B.A}$  : Volume de béton armé (m<sup>3</sup>) ;

$d_{B.A}$  : Épaisseur de la couche de béton armé (= 20 cm) ;

$l$  : Longueur de tranchée (m) ;

$P_{exte}$  : Périmètre extérieur du canal trapézoïdal (m) ;

$P_{inte}$  : Périmètre intérieur du canal trapézoïdal (m).

### VI.2.3.6 Volume de la pierre maçonnée

$$V_{P.C} = [(2 * h * \sqrt{2})] * l * d_{p.c} \quad (VI.6)$$

$V_{P.C}$  : Volume de la pierre maçonnée (m<sup>3</sup>) ;

$h$  : La hauteur verticale de la berge (m) ;

$d_{p.c}$  : Épaisseur de la berge en pierre maçonnée.

## VI.3 Calcul de devis quantitatif & estimatif

### VI.3.1 Devis quantitatif & estimatif pour la partie Ouest

#### VI.3.1.1 Devis quantitatif & estimatif pour CANAL P1

Tableau VI.10 : Devis quantitatif & estimatif pour CANAL P1.

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
1.01	<b>1. TERRASSEMENTS</b>				
	- Déblais : Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épuisement et toutes sujétions éventuelles.	M <sup>3</sup>	61347	1 300	79 751 100
1.02	- Remblais : Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M <sup>3</sup>	17046	2 000	34 092 000

<b>1.03</b>	<b>- Transport des terres :</b> Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	<b>M<sup>3</sup></b>	44301	800	35 440 800
-------------	--	----------------------	-------	-----	------------

<b>N°</b>	<b>DESIGNATION DES TRAVAUX</b>	<b>U.</b>	<b>QUANT.</b>	<b>P.U</b>	<b>P.T</b>
<b>2.01</b>	<b>II. CONSTRUCTION EN BETON ARME</b> <b>- Béton de propreté :</b> Béton de propreté dosé à 150 Kg/m <sup>3</sup> de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.	<b>M<sup>3</sup></b>	423	25 000	10 575 000
<b>2.02</b>	<b>- Béton armé :</b> Béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>3</sup></b>	6673.5	45 000	300 307 500
<b>2.03</b>	<b>- Pierres rangées :</b> Fourniture et pose de pierres bien rangées en amont de l'ouvrage d'accumulation, y compris nivellement du terrain et toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>3</sup></b>	4.000	5 000	20 000
<b>2.04</b>	<b>- Enduit ordinaire :</b> Enduit ordinaire, mise en œuvre sur côtés intérieurs des parois dosées à 250 kg/m <sup>3</sup> , y compris toutes sujétions.	<b>M<sup>2</sup></b>	215	1 200	258 000
<b>2.05</b>	<b>- Etanchéité hydrofuge :</b> Etanchéité hydrofuge mise en œuvre pour les parois enterrées, y compris toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>2</sup></b>	23891	3 500	83 618 500
<b>2.06</b>	<b>- Joint de dilatation :</b> Fourniture et pose d'un joint en polystyrène chaque 12.00m de 2cm avec couvre joint, y compris toutes sujétions éventuelles.	<b>ML</b>	2994	500	1 497 000
<b>2.07</b>	<b>Tampons en fonte :</b> Fourniture et pose des tampons en fonte rond à cadre carré conformément aux plans				

	d'exécution, et y compris raccordement au ouvrage ainsi que toutes les sujétions éventuelles.	U	01	25 000	25 000
<b>2.08</b>	<b>- Echelons métalliques :</b>  Mise en place d'échelons métalliques en barres Ø20 espacées de 30cm pour accès au canal, y compris toutes sujétions éventuelles.	U	01	8 000	8 000
<b>2.09</b>	<b>- Voirie :</b> Exécution d'une voirie en tuf bien compacté et bien arrosé d'une couche de 10 cm et d'une couche de pierres concassées (gravier 3/8) de 5 cm y compris imprégnation bitumineuse et toutes sujétions éventuelles.	M <sup>2</sup>	13384	2 500	334 600 000

### VI.3.1.2 Devis quantitatif & estimatif pour Galerie P

Tableau VI.11 : Devis quantitatif & estimatif pour Galerie P

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
<b>1.01</b>	<b>1. TERRASSEMENTS</b>  <b>- Déblais :</b>  Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épuisement et toutes sujétions éventuelles.	M <sup>3</sup>	11722	1 300	15 238 600
<b>1.02</b>	<b>- Remblais :</b> Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M <sup>3</sup>	0.00	2 000	0.000
<b>1.03</b>	<b>- Transport des terres :</b> Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M <sup>3</sup>	11722	800	9 377 600

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
<b>2.01</b>	<p><b>II. CONSTRUCTION EN BETON ARME</b></p> <p><b>- Béton de propreté :</b></p> <p>Béton de propreté dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.</p>	<b>M<sup>3</sup></b>	142	25 000	3 550 000
<b>2.02</b>	<p><b>- Béton armé :</b></p> <p>Béton armé dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.</p>	<b>M<sup>3</sup></b>	1642	45 000	73 890 000
<b>2.03</b>	<p><b>- Etanchéité hydrofuge :</b></p> <p>Etanchéité hydrofuge mise en œuvre pour les parois enterrées, y compris toutes sujétions éventuelles.</p>	<b>M<sup>2</sup></b>	610	1 200	732 000
<b>2.04</b>	<p><b>Tampons en fonte :</b></p> <p>Fourniture et pose des tampons en fonte rond à cadre carré conformément aux plans d'exécution, et y compris raccordement au ouvrage ainsi que toutes tes sujétions éventuelles.</p>	<b>U</b>	30	25 000	750 000
<b>2.05</b>	<p><b>- Echelons métalliques :</b></p> <p>Mise en place d'échelons métalliques en barres Ø20 espacées de 30cm pour accès au canal, y compris toutes sujétions éventuelles.</p>	<b>U</b>	30	8 000	240 000

<b>2.06</b>	<b>- Grille manuelle :</b>  Fourniture et pose des grilles manuelles grossières en acier galvanisée ; de diamètre des barres 16mm, espacement 10cm, y compris et toutes sujétions éventuelles. Et de dimension : (0.20x0.20)	<b>U</b>	25	20 000	500 000
-------------	---	----------	----	--------	---------

### VI.3.2 Devis quantitatif & estimatif pour la partie Centre

#### VI.3.2.1 Devis quantitatif & estimatif pour CANAL A

**Tableau VI.12 :** Devis quantitatif & estimatif pour CANAL A.

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
<b>1.01</b>	<b>1. TERRASSEMENTS</b> <b>- Déblais :</b>  Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épuisement et toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>3</sup></b>	5748	1 300	7 472 400
<b>1.02</b>	<b>- Remblais :</b>  Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	<b>M<sup>3</sup></b>	3476	2 000	6 952 000
<b>1.03</b>	<b>- Transport des terres :</b>  Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement....	<b>M<sup>3</sup></b>	2272	800	1 817 600

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
<b>2.01</b>	<b>II. CONSTRUCTION EN BETON ARME</b> <b>- Béton armé :</b>  Béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>3</sup></b>	12272	45 000	552 240 000
<b>2.02</b>	<b>- Pierres rangées :</b>  Fourniture et pose de pierres bien rangées en amont de l'ouvrage d'accumulation, Y compris nivellement du terrain et toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>3</sup></b>	2377	5 000	11 885 000
<b>2.03</b>	<b>- Lit de gravier</b>	<b>M<sup>2</sup></b>	389	3 000	1 167 000
<b>2.04</b>	<b>- Joint de dilatation :</b>  Fourniture et pose d'un joint en polystyrène chaque 12.00m de 2cm avec couvre joint, y compris toutes sujétions éventuelles	<b>ML</b>	255	500	127 500

## VI.3.2.2 Devis quantitatif &amp; estimatif pour CANAL C

Tableau VI.13 : Devis quantitatif &amp; estimatif pour CANAL C.

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
<b>1.01</b>	<p><b>1. TERRASSEMENTS</b></p> <p><b>- Déblais :</b></p> <p>Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épaissement et toutes sujétions éventuelles.</p>	<b>M<sup>3</sup></b>	10560	1 300	13 728 000
<b>1.02</b>	<p><b>- Remblais :</b></p> <p>Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.</p>	<b>M<sup>3</sup></b>	6964	2 000	13 928 000
<b>1.03</b>	<p><b>- Transport des terres :</b></p> <p>Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.</p>	<b>M<sup>3</sup></b>	3596	800	2 876 800

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
<b>2.01</b>	<b>II. CONSTRUCTION EN BETON ARME</b> <b>- Béton de propreté :</b>  Béton de propreté dosé à 150 Kg/m <sup>3</sup> de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.	<b>M<sup>3</sup></b>	321	25 000	8 025 000
<b>2.02</b>	<b>- Béton armé :</b>  Béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>3</sup></b>	709.3	45 000	31 918 500
<b>2.03</b>	<b>- Lit de gravier</b>	<b>M<sup>3</sup></b>	45	3 000	135 000
<b>2.04</b>	<b>- Pierres rangées :</b>  Fourniture et pose de pierres bien rangées en amont de l'ouvrage d'accumulation, Y compris nivellement du terrain et toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>3</sup></b>	2791	5 000	13 955 000
<b>2.05</b>	<b>- Etanchéité hydrofuge :</b>  Etanchéité hydrofuge mise en œuvre pour les parois enterrées, y compris toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>2</sup></b>	160	3 500	560 000
<b>2.07</b>	<b>- Tampons en fonte :</b>  Fourniture et pose des tampons en fonte rond à cadre carré conformément aux plans				

	d'exécution, et y compris raccordement au ouvrage ainsi que toutes les sujétions éventuelles.	U	01	25 000	25 000
<b>2.08</b>	<b>- Echelons métalliques :</b>  Mise en place d'échelons métalliques en barres Ø20 espacées de 30cm pour accès au canal, y compris toutes sujétions éventuelles.	U	01	8 000	8 000

### VI.3.3 Devis quantitatif & estimatif pour la partie Est (CANAL B)

**Tableau VI.14 :** Devis quantitatif & estimatif pour CANAL B.

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
<b>1.01</b>	<b>1. TERRASSEMENTS</b>  <b>- Déblais :</b>  Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épaissement et toutes sujétions éventuelles.	M <sup>3</sup>	14244	1 300	18 517 200
<b>1.02</b>	<b>- Remblais :</b>  Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M <sup>3</sup>	0.00	2 000	0.000
<b>1.03</b>	<b>- Transport des terres :</b>  Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M <sup>3</sup>	14244	800	11 395 200

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
<b>2.01</b>	<p><b>II. CONSTRUCTION EN BETON ARME</b></p> <p><b>- Béton de propreté :</b></p> <p>Béton de propreté dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.</p>	<b>M<sup>3</sup></b>	443.3	25 000	11 082 500
<b>2.02</b>	<p><b>- Béton armé :</b></p> <p>Béton armé dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.</p>	<b>M<sup>3</sup></b>	6319.5	45 000	284 377 500
<b>2.03</b>	<p><b>- Pierres rangées :</b></p> <p>Fourniture et pose de pierres bien rangées en amont de l'ouvrage d'accumulation, y compris nivellement du terrain et toutes sujétions éventuelles.</p>	<b>M<sup>3</sup></b>	5.000	5 000	25 000 000
<b>2.05</b>	<p><b>- Etanchéité hydrofuge :</b></p> <p>Etanchéité hydrofuge mise en œuvre pour les parois enterrées, y compris toutes sujétions éventuelles.</p>	<b>M<sup>2</sup></b>	8212	3 500	28 742 000
<b>2.06</b>	<p><b>- Joint de dilatation :</b></p> <p>Fourniture et pose d'un joint en polystyrène chaque 12.00m de 2cm avec couvre joint, y compris toutes sujétions éventuelles</p>	<b>ML</b>	2057	500	1 028 500

<b>2.06</b>	<b>- Grille manuelle :</b>  Fourniture et pose des grilles manuelles grossières en acier galvanisée ; de diamètre des barres 16mm, espacement 10cm, y compris et toutes sujétions éventuelles. Et de dimension : (0.20x0.20)	<b>U</b>	74	20 000	1 480 000
<b>2.07</b>	<b>Tampons en fonte :</b>  Fourniture et pose des tampons en fonte rond à cadre carré conformément aux plans d'exécution, et y compris raccordement au ouvrage ainsi que toutes tes sujétions éventuelles.	<b>U</b>	88	25 000	2 200 000
<b>2.08</b>	<b>- Echelons métalliques :</b>  Mise en place d'échelons métalliques en barres Ø20 espacées de 30cm pour accès au canal, y compris toutes sujétions éventuelles.	<b>U</b>	88	8 000	704 000
<b>2.09</b>	<b>- Voirie :</b>  Exécution d'une voirie en tuf bien compacté et bien arrosé d'une couche de 10 cm et d'une couche de pierres concassées (gravier 3/8) de 5 cm y compris imprégnation bitumineuse et toutes sujétions éventuelles.	<b>M<sup>2</sup></b>	6587	2 500	16 467 500

Le devis quantitatif et estimatif est récapitulé en détail dans le tableau suivant :

**Tableau VI.15 :** Résultats du devis quantitatif & estimatif du projet.

Partie	Canal	Montant HT (DA)	TVA 19% (DA)	Total TTC (DA)
Ouest	P1	880 192 900	167 236 651	1 047 429 551
	P	104 278 200	19 812 858	124 091 058
Centre	A	581 661 500	110 515 685	692 177 185
	C	85 159 300	16 180 267	101 339 567
Est	B	400 994 400	76 188 936	477 183 336
Projet Global		2 052 286 300	389 934 397	<b>2 442 220 697</b>

Donc le devis quantitatif et estimatif du projet global est de : **2 442 220 697 DA**, en chiffres est :

**Deux milliard et quatre cents quarante-deux millions et deux cents vingt milles et six cent quatre-vingt dix sept dinars algérienne.**

#### VI.3.4 Calcul le cout du mètre linéaire du projet

Le cout du mètre linéaire d'un projet est un facteur très important dans les études des projets, il permet de donner une idée générale sur le projet et de comparer les variantes proposées entre eux.

Le cout du mètre linéaire d'un projet est donné par la division du cout total du projet par la longueur du ce projet.

Les résultats de calcul de cout du mètre linéaire du projet sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.16 :** Résultats du cout de mètre linéaire du projet.

Partie	Canal	Total TTC (DA)	Longueur (m)	CML (DA)
Ouest	P1	1 047 429 551	3890	269 263
	P	124 091 058	730	169 988
Centre	A	692 177 185	767	902 448
	C	101 339 567	889	113 993
Est	B	477 183 336	2195	217 396
Projet Global		2 442 220 697	8471	<b>288 304</b>

Donc le mètre linéaire du projet global est estimé par **288 304 DA**, en chiffres est :  
**Deux cents quatre-vingt huit milles et trois cents quatre dinars algérienne.**

## Conclusion

Le but ultime de ce chapitre est atteint, la stabilité de notre ouvrage est vérifiée par la pertinente formule anglaise Morgenstern-Price 1965, simulé par le module SLOPE/W de logiciel GeoStudio. Un détail sur les travaux effectués a conduit de calculer le devis quantitative et estimative du projet, qui est égale à **2 442 220 697 DA**, ce devis nous permettre d'estimer le cout du mètre linéaire du projet global qui est **288 304 DA**.

# **Chapitre VII :**

## **Organisation de chantier**

## Chapitre VII

### ORGANISATION DE CHANTIER

#### Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

#### VII.1 Organisation de chantier

##### VII.1.1 Rôles et responsabilités 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'exécutent 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 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

#### VII.1.2.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- ✚ **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local  $> 1.25 \text{ m}^2$  par personne).
- ✚ **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas  $> 25$ . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum  $> 1.5 \text{ m}^2$  par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- ✚ **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- ✚ **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- ✚ **Les bureaux de chantier** : Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

#### VII.1.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars...).

### VII.1.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### VII.1.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

## VII.1.3 Moyens du chantier

### VII.1.3.1 Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, 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.1.3.2 Moyens matériels du chantier

On distingue le matériel général de terrassement et le matériel de bétonnage.

#### ✚ Le matériel de terrassement

- **Compacteurs à pneus**

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton ».



**Figure VII.1** : Compacteur à pneus.

(Source : <http://www.wbestroadmachine.fr>).

- **Compacteur**

Pour le compactage des sols fins, on utilise les compacteurs à rouleaux et on utilise les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.



**Figure VII.2 :** Compacteur à rouleaux.

(Source : <https://www.simplex.ca>).

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



**Figure VII.3 :** Décapeuse automotrice.

(Source : <https://www.cableprice.co.nz>).

- **Pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- De terrassement
- D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



**Figure VII.4 :** Pelle hydraulique.

(Source : <https://www.i.auto-bild.de>).

- **Camions de chantier**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du site ou à un relief très marqué.

Généralement, sont des véhicules lourds porteurs et tracteurs de terre et de marchandises.



**Figure VII.5 :** Camion de chantier.

(Source : <https://images.caradisiac.com>).

- **Chargeur à pneu ou à chenilles**

Ce sont des tracteurs sur lesquelles on monte à l'avant deux bras articulés actionnés par des vérins et portant un godet.



**Figure VII.6 : chargeur pneumatique.**

(Source : <https://www.batiactu.com>).

- **Le bulldozer**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux ; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus, dont le rôle est défrichage, déplier les obstacles, nettoyage de l'oued, comblai les trous et de tresser les talus.



**Figure VII.7 : bulldozer.**

(Source : <https://upload.wikimedia.org>).

#### **Le matériel de bétonnage**

On utilise le plus souvent des bétonnières, ce sont des machines servant à malaxer les différents constituants du béton (ciment, sable, gravier, eau) nécessaire pour la construction des ouvrages en béton.



**Figure VII.8 : camion à bétonnière.**

(Source : <https://besthqwallpapers.com>).

## VII.2 Planification

### VII.2.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail
- ✓ Observations instantanées
- ✓ Analyse des tâches
- ✓ Chronométrage
- ✓ Définition des objectifs et des attributions
- ✓ Simplification des méthodes
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

### VII.2.2 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

- **Collection des informations**

Ces informations concernant les plans d'architecture de la structure, le cahier de charge, la norme de travail, le rendement des engins et les prix des matériaux de constructions.

- **Décomposition de projet en tâches**

Dans cette étape le projet sera décomposé en opérations.

- **Prévoir la relation entre les opérations**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

- **Attribution des durées**

Le temps de réalisation de chaque tâche sera calculé par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{N * R} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

T : temps de réalisation en heures ;

Q : quantité de travail en ( $m^3$ ,  $m^2$ , m... ) ;

N : La norme de travail, on prend  $N = 7 \text{ h/j}$  ;

R : rendement de travail.

### VII.2.3 Les techniques de planification

Il existe deux principales méthodes de planification :

#### VII.2.3.1 Méthodes basées sur le réseau

##### + Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes.

On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds



L'opération **A** précède l'opération **B**.

- Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

### Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **Détermination des tâches précédentes et succédantes**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

### Différentes méthodes basées sur le réseau

Nous citons dans cette étude deux méthodes à savoir : la méthode C.P.M (Critical Path Method) et la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical).

- **Méthode du chemin critique (Critical Path Method : CPM)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1ère phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

**2ème phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

**3ème phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

Dans le cas des opérations qui se suivent, il est préférable d'opter pour la méthode C.P.M.

- **Méthode P.E.R.T (Méthode américaine-Program Evaluation and Review Technical)**

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

- **Méthodes basées sur le graphique**

Il existe :

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

- **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

#### VII.2.4 Les paramètres de la méthode C.P.M

Le calcul se fait en allé et en retour. Pour le calcul d'un réseau à nœuds, le calcul se fait à l'aide d'une grille

La grille est comme suit :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

- **TR** : temps de réalisation ;
- **DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- **DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- **DFP** : date de finition au plus tôt ;
- **DFPP** : date de finition au plus tard ;
- **MT** : marge totale.

#### VII.2.5 Les principales lois de la méthode C.P.M

$$\text{Pour calcul allé on a } \begin{cases} DFP_i = DCP_i + TR. \\ DFP_j = DCP_i. \end{cases} \quad (\text{VII.2})$$

$$\text{Pour la dernière cellule on procède ainsi } \begin{cases} DCPP = DCP. \\ DFPP = DFP. \end{cases} \quad (\text{VII.3})$$

Ensuite :

$$\text{Pour calcul retour on a } \begin{cases} DCPP_j = DFPP_i. \\ DCPP_i = DFPP_j - TR. \end{cases} \quad (\text{VII.4})$$

La marge totale :

$$\begin{aligned} MT &= DFPP - DFP. \\ MT &= DCP - DCP. \end{aligned} \quad (VII.5)$$

La marge totale d'une opération est toujours positive et c'est elle est nulle, on l'appelle la tâche critique.

### **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin le plus long qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

On peut avoir deux, ou plusieurs chemins critiques dans un réseau.

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0. \\ \sum T_{C.C} = D.T.P. \end{cases} \quad (VII.6)$$

Dans la méthode P.E.R.T, on utilise des formes géométriques comme le carré et le triangle.

### **La méthode de Tableau**

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de DTP et la définition du chemin et des tâches critiques.

### **Plannings des Travaux**

La méthode basée sur le graphique a pour objectif de donner le diagramme de GANTT. Appelé couramment le planning des travaux, C'est la méthode des barres.

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois...). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager
- La date de début et la date de fin de chaque tâche
- La durée escomptée de chaque tâche
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

Il existe trois types de plan de travail :

- **Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

- **Plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

### **VII.2.6 La partie pratique**

Avant de commencer il nous faut établir un phasage des travaux, dont plusieurs types de contraintes peuvent intervenir.

- Contraintes techniques d'un point de vue hydraulique ;
- Contraintes techniques du point de vue réalisation génie civil ;
- Importance des enjeux touchés par les inondations ;
- Etalement des couts d'investissement.

En termes de contraintes hydrauliques, il est conseillé de commencer s'il y a lieu en premier par la construction des ouvrages d'accumulation, et la réalisation des travaux d'aval en amont. Et en termes de génie civil, de prévoir les travaux dans la période de l'année où le niveau d'eau est relativement bas.

## VII.2.6.1 Attribution des durées pour les tâches

Tableau n° VII.1 : Liste des opérations avec leurs durées.

Etape	Désignation d'opération	Code	Quantité (M <sup>3</sup> )	Rendement pratique/h	Durée (Jours)
Début.	Installation du chantier	A	---	---	15
Partie I du canal P1.	Travaux de terrassement	B	61182	20.00	65
	Compactage	C	8523	25.00	10
	Lit de béton de propreté	D	76.50	4.00	5
	Bétonnage	E	1260.50	2.50	15
	Accessoires	F	---	---	15
Galerie P.	Travaux de terrassement	G	11722	20.00	15
	Lit de béton de propreté	I	142	4.00	5
	Bétonnage	J	1642	2.50	15
	Accessoires	K	---	---	15
Partie 2, 3, 4 du canal P1.	Travaux de terrassement	L	165	20.00	5
	Lit de béton de propreté	N	346.50	4.00	5
	Bétonnage	O	5413	2.50	45
	Accessoires	P	---	---	90
Canal B.	Travaux de terrassement	Q	14244	20.00	15
	Lit de béton de propreté	R	443.30	4.00	5
	Bétonnage	S	6319.50	2.50	55
	Accessoires	T	---	---	90
Canal A.	Travaux de terrassement	U	5748	20.00	10
	Compactage	V	4010	25.00	5
	Lit de gravier	W	389	5.00	5
	Exécution de la Pierre	X	2377	2.00	25
	Bétonnage	Y	12272	2.50	100
	Accessoires	Z	---	---	5
	Exécution d'un ouvrage de jonction	Aa	---	---	40
Canal C.	Travaux de terrassement	Bb	10390	20.00	15
	Compactage	Cc	6960	25.00	10
	Lit de béton de propreté	Dd	312	4.00	5
	Bétonnage	Ee	622.30	2.50	5
	Lit de gravier	Ff	45	5.00	5
	Exécution de la Pierre	Gg	2740	2.00	30
	Accessoires	Hh	---	---	5
	Exécution d'un ouvrage de rejet	Ii	---	---	50
Fin.	Finition et déménagement du chantier	Jj	---	---	30

## VII.2.6.2 La décomposition de projet en opérations

Tableau n° VII.2 : La décomposition de projet en opérations.

Opérations	Tr	Précède	Succède
A	15	B,U,Q	---
B	65	C	A
C	10	D	B
D	5	E	C
E	15	F	D
F	15	G,L	E
G	15	I	F
I	5	J	G
J	15	K	I
K	15	Jj	J
L	5	N	F
N	5	O	L
O	45	P	N
P	90	li	O
Q	15	R	A
R	5	S	Q
S	55	T	R
T	90	Aa	S
U	10	V	A
V	5	W,Y	U
W	5	X	V
X	25	Z	W,Y
Y	100	X	V
Z	5	Aa	X
Aa	40	Bb	T,Z
Bb	15	Cc	Aa
Cc	10	Dd,Ff	Bb
Dd	5	Ee	Cc
Ee	5	Hh	Dd
Ff	5	Gg	Cc
Gg	30	Hh	Ff
Hh	5	Ii	Ee,Gg
Ii	50	Jj	P,Hh
Jj	30	---	K,Ii

VII.2.6.3 La Méthode PERT

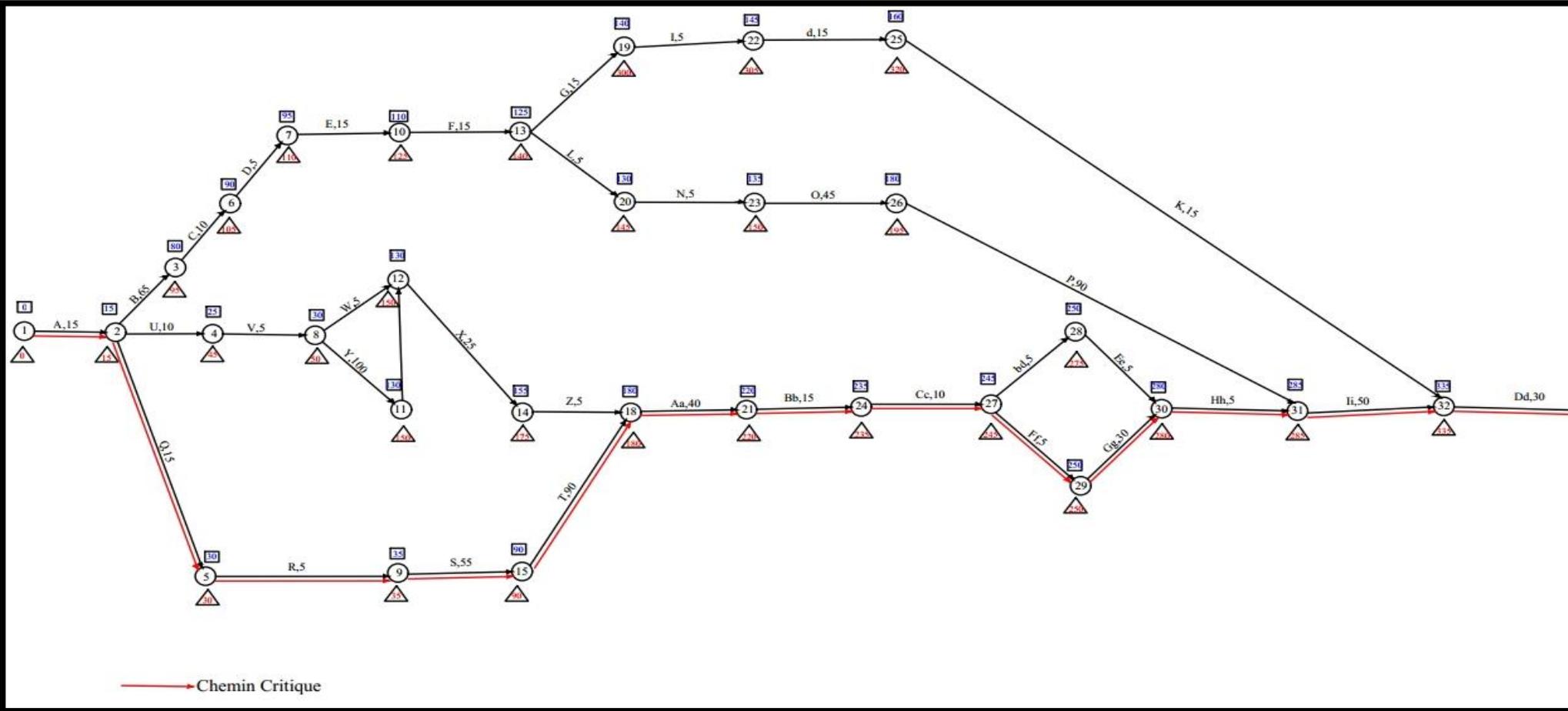


Figure VII.9 : Réseau a flèches de projet d'aménagement d'Oued Sougueur

VII.2.6.4 La Méthode des Potentiels

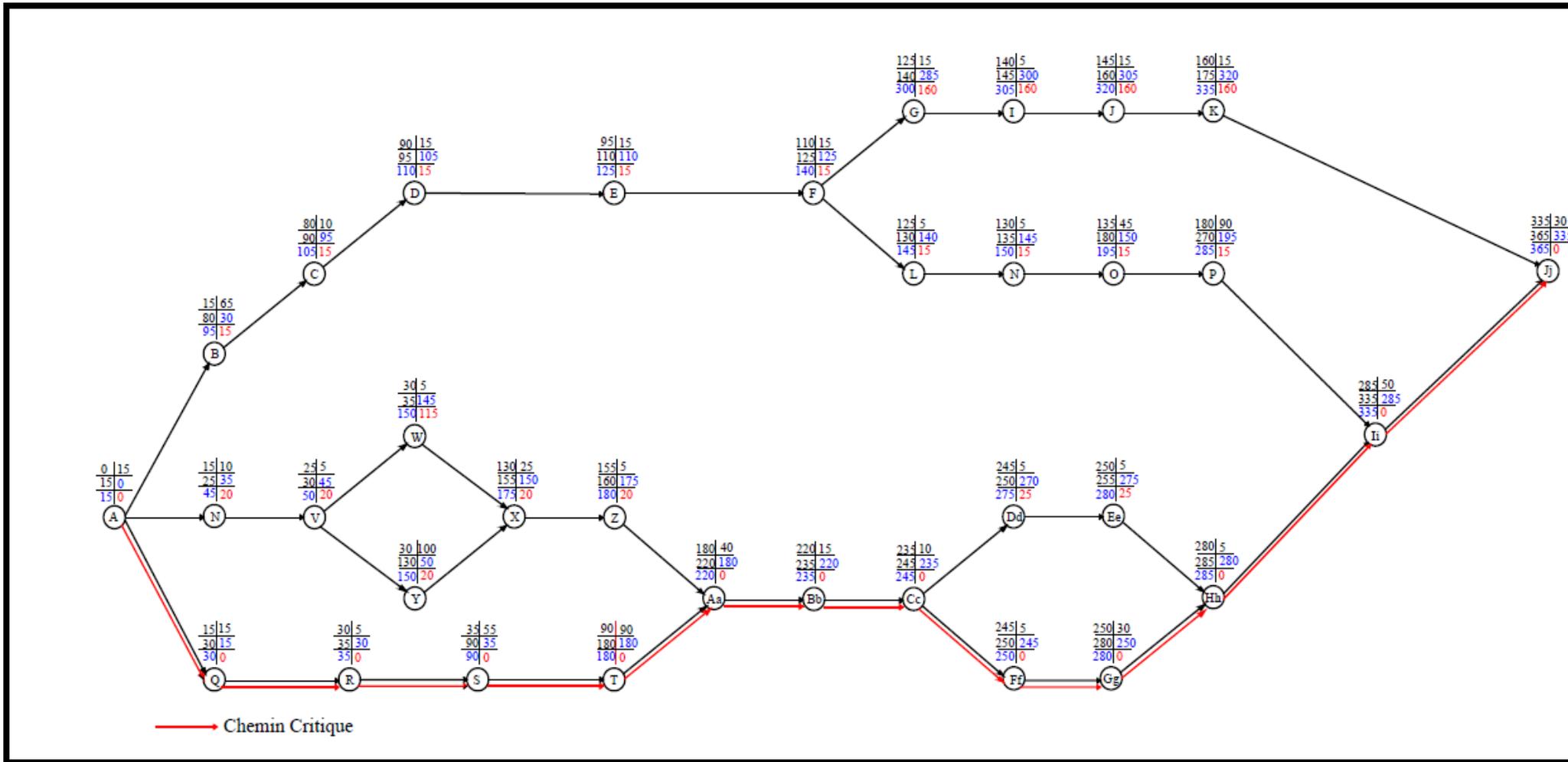


Figure VII.10 : Réseau a nœuds de projet d'aménagement d'Oued Sougueur

## VII.2.6.5 La Méthode de Tableau

Tableau n° VII.3 : La Méthode de Tableau.

Opérations	Tr	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1 – 2	15	0	15	0	15	0
2 – 3	65	15	80	30	95	15
2 – 4	10	15	25	35	45	5
2 – 5	15	15	30	15	30	0
3 – 6	10	80	90	95	105	15
4 – 8	5	25	30	45	50	5
5 – 9	5	30	35	30	35	0
6 – 7	5	90	95	105	110	15
7 – 10	15	95	110	110	125	15
8 – 11	100	30	130	50	150	20
8 – 12	5	30	35	145	150	115
9 – 15	55	35	90	35	90	0
10 – 13	15	110	125	125	140	15
11 – 12	0	130	130	150	150	20
12 – 14	25	130	155	150	175	20
13 – 19	15	125	140	285	300	160
13 – 20	5	125	130	140	145	15
14 – 18	5	155	160	175	180	20
15 – 18	90	90	180	90	180	0
18 – 21	40	180	220	180	220	0
19 – 22	5	140	145	300	305	160
20 – 23	5	130	135	145	150	15
21 – 24	15	220	235	220	235	0
22 – 25	15	145	160	305	320	160
23 – 26	45	135	180	150	195	15
24 – 27	10	235	245	235	245	0
25 – 32	15	160	175	320	335	160
26 – 31	90	180	270	195	285	15
27 – 28	5	245	250	245	250	0
27 – 29	5	245	250	245	250	0
28 – 30	5	250	255	275	280	25
29 – 30	30	250	280	250	280	0
30 – 31	5	280	285	280	285	0
31 – 32	50	285	335	285	335	0
32 – 33	30	335	365	335	365	0

VII.2.6.6 Le planning

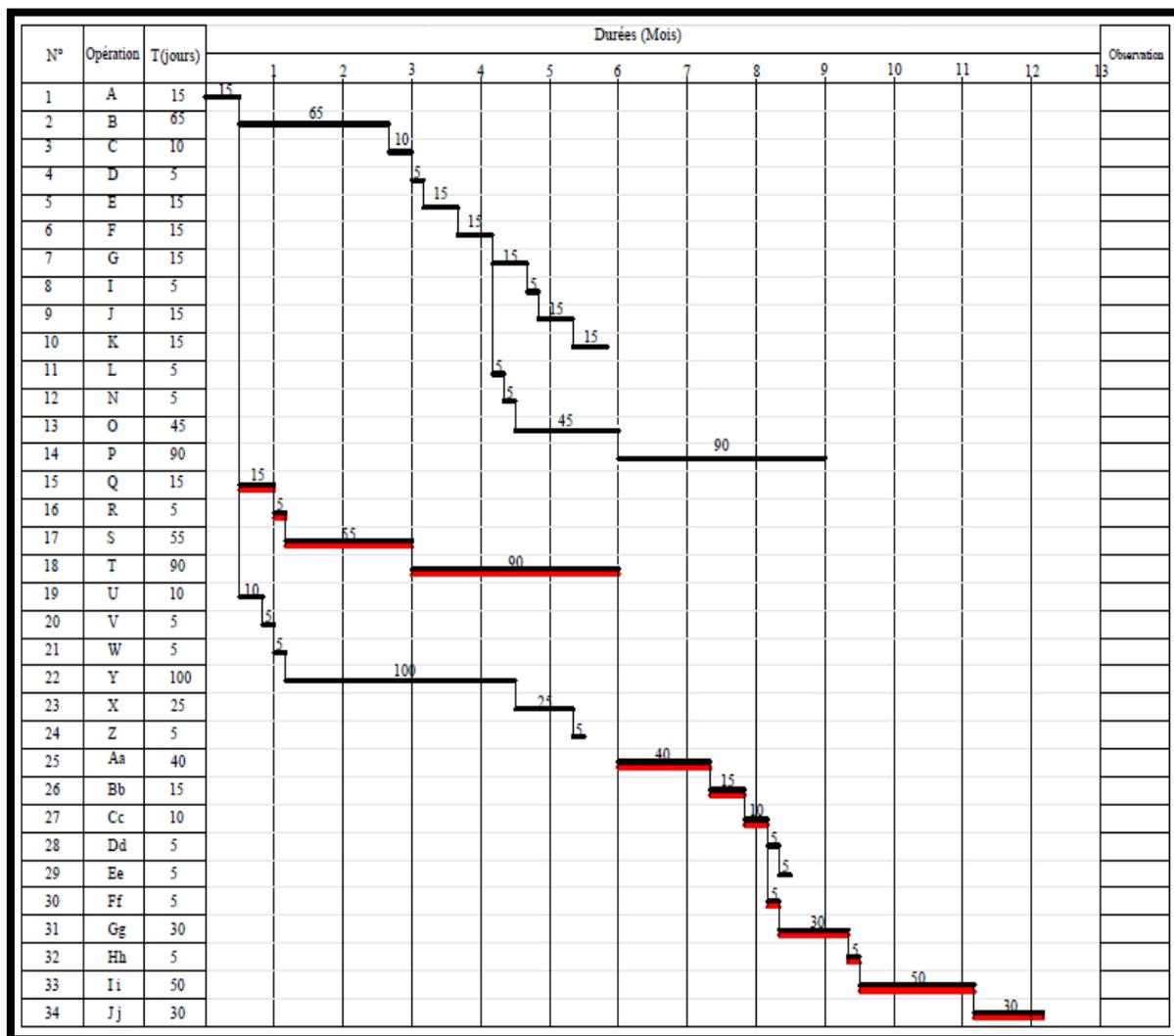


Figure VII.11 : Diagramme de GANTT de projet d'aménagement d'Oued Sougueur

**Discussion**

Ces méthodes consistent à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de l'aménagement contre les inondations de la ville de Sougueur est égale à 355 jours.

Si on considère une entreprise de réalisation travaille 5 jours par semaine et 7 heures par jour, donc le délai contractuel du projet est de 13 Mois.

### **VII.3 Protection et sécurité du travail**

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et de fonctionnement de l'ouvrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

#### **VII.3.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique**

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

##### **VII.3.1.1 Facteurs humains**

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsabilité.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux de travail inadapté.

##### **VII.3.1.2 Facteurs matériels**

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

### VII.3.2 Liste des conditions dangereuses

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

### VII.3.3 Liste des actions dangereuses

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

### VII.3.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

On distingue les deux types suivants :

#### VII.3.4.1 Protection collective

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

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne de chantier.
  - Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
  - Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
  - Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
  - Les abris doivent être aérés et climatisés.

#### VII.3.4.2 Protection individuelle

Les équipements de protection individuelle peuvent être classés en une dizaine de familles en fonction - en particulier - de la zone corporelle protégée. Cette classification est d'ailleurs souvent retenue par les fournisseurs de ces produits.

- **Protection de la tête** : casques de chantier et spécifiques (pompiers), casquettes anti-heurts et accessoires (jugulaires, visières, bavolets de nuque), casques et bombes pour les cavaliers.
- **Protection des yeux** : lunettes, sur lunettes, masques ;
- **Protection auditives** : bouchons d'oreilles (éventuellement moulés), arceaux, casques et coquilles actives ou passives, dispositifs de communication (radio) ;
- **Protection du visage** : écrans faciaux, masques et cagoules (soudage), visières ;
- **Protection respiratoire** : masques jetables ou réutilisables, demi-masques et masques à cartouches filtrantes, appareils respiratoires, d'épuration, de ventilation ;
- **Protection des mains** : gants, manchettes, pour tous risques et en toutes matières ;

- **Protection des pieds** : chaussures, bottes, cuissardes, waders, Sabots..., pour risques en tout genre ;
- **Protection du corps** : vêtements professionnels génériques et spécifiques (y compris sur bottes, coiffes de têtes...), contre le froid, la chaleur, les intempéries, sécurité-incendie, soudeur, risque chimique, vêtements haute visibilité ;
- **Protections spécifiques** : dispositifs pour Travailleur Isolé, détecteurs de gaz, ceintures de maintien, genouillères, vêtements de plongée...



**Figure VII.12** : équipements de la protection individuelle.

### VII.3.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent beaucoup du temps dans la réalisation des aménagements contre les inondations, on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau n° VII.4 : Un plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes des engins de terrassement.	<b>Disposition concernant :</b> - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : <ul style="list-style-type: none"> <li>• De renversement des engins ;</li> <li>• De l'éboulement des terrains.</li> </ul>	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux. - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.

---

9) Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.
---	---

## Conclusion

L'organisation du chantier avec ces trois branches citées dans ce chapitre constitue une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets.

Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes.

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de l'aménagement contre les inondations da la ville de Sougueur est estimée à 13 Mois.

# **Conclusion générale**

## CONCLUSION GENERALE

Une étude concrète d'un quelconque cours d'eau requiert un maximum de données climatiques, hydrologiques et topographiques dans le but de faire la représentation la plus proche de l'état naturel de l'oued. Afin de pouvoir traiter l'aspect réel du problème d'inondation sur la zone en question, et ainsi donner des solutions mieux adaptées au contexte. Et aussi de prévenir différents scénarios d'évènements soit en matière de phénomènes naturels, ou bien de mesures que l'on pourrait envisager ; ce que l'on saura faire aisément, une fois tous les aspects représentés d'une manière détaillée, avec des simulations de l'écoulement à l'aide de différents outils informatiques et différents logiciels.

En termes de débit de crue, c'est difficile de faire le choix de l'approche qui pourrait nous donner des résultats significatifs sur lesquels on va se baser. Ainsi, il devient insensé de prendre une méthode qui ne s'adapte pas à notre situation. Néanmoins, nous avons tranché sur la méthode SCS étant donné que c'est une démarche complète dans laquelle on n'a pas été obligé de faire beaucoup d'estimations sur des paramètres. En plus, elle se base sur des données réelles du sol, faciles à acquérir.

Donc, au terme de ce travail, on peut dire que même avec des outils modernes puissants, tels que le logiciel ArcGIS qui permet d'exporter une infinité de profils en travers vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS via l'outil informatique HEC-Geo RAS, la représentation parfaite d'un cours d'eau relève de l'impossible. Reste, cependant, que la représentation élaborée peut fournir largement les outils visés comme la carte de vulnérabilité aux inondations.

Alors, il a été constaté, que beaucoup d'endroits de la région d'étude sont susceptibles d'être inondées après l'adoption du scénario de la crue centennale, telles que les habitations proches du cours d'eau ainsi que les routes qui ne sont pas assez surélevées ; ce qui a permis de proposer des solutions à la mesure du problème. Donc, les aménagements sont proposés sous forme de deux variantes, et après les avoir étudié techniquement et économiquement, nous avons pu ressortir la plus adéquate qui est celle avec des canaux, en béton et en pierre maçonnerie, qui permettent une évacuation rapide de la crue et qui sont répartis comme suit : Canal P1 : 3890 m de nature trapézoïdal en béton armé, Galerie P : 730 m de nature rectangulaire en béton armé, Canal A : 767 m de nature trapézoïdal en pierre maçonnerie, Canal C : 889 m de nature trapézoïdal en pierre

maçonnerie, Canal B : 2195 m de nature trapézoïdal en béton armé.

Avec une étude détaillée, la stabilité de l'aménagement retenue est vérifiée par la méthode de Morgenstern-Price par l'utilisation de logiciel GeoStudio. Le projet de réalisation s'étale sur un délai de **13 mois**, par un coût de **2 442 220 697 DA**.

# **Références bibliographique**

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ARCEMENT G., et SCHNEIDER V.** Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients.
- ARCEMENT G., et SCHNEIDER V.** United States Geological Survey Water- supply Paper 2339. Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains
- BALADES J., LEROUX J. (1993)** La maîtrise des eaux pluviales. Éditions du STU, page 63.
- BOUAÏCHI I., TOUAÏBIA B., et DERNOUNI F.** Approche méthodologique de calcul du débit pluvial en cas d'insuffisance de données. Cas de la région de Tipaza. Algérie. Revue semestrielle scientifique et technique ; Le Journal de l'Eau et de L'environnement.
- BOURRIER R. (1991)** Les réseaux d'assainissement, calculs applications perspectives. édition Lavoisier, collection Tec & Doc. Paris. France. 210p
- CEMAGREF, MEDD. (2004)** Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.
- CHOW, V.T. (1959)** Open Channel Hydraulics, McGraw - Hill Book Co. Inc., New York, 200 P.
- DEGOUTTE, G. (2006)** Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.
- DEGOUTTE G. (2006)** Diagnostique aménagement et gestion des rivières-hydraulique et morphologie fluviale appliquées. Collection Tec & Doc. Paris. France. 394p.
- ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE. (2004)** Hydrothèque : base de données d'exercices en hydrologie. Mis à jour le 23.04.2004.
- GRAF W H., ALTINAKAR M. (2000)** Hydraulique fluvial : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie, Volume 16, Traité de Génie Civil, Ecole polytechniques Fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romane.628p.
- GRAF, W., ALTINAKAR, M. S. (1993)** Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausane,180 P.

- GUY FASKEN B. (1963)** Guide for selecting roughness coefficient n value for channels.
- LABORDE J.P. (2003)** Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice, 186 P.
- Soil Conservation service USDA.
- LENCASTRE A. (1996)** Hydraulique Générale, édition Paris.
- MEDD (Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable). (2004)** « France », direction de la prévention des pollutions et des risques, sous la direction de la prévention des risques majeurs. Risques naturels majeurs : Les inondations, Aout 2004. 20p.
- MUSY, A. HIGY, C. (1998)** Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 96 P.
- NRCS. (1986)** Urban Hydrology for small watersheds, TR-55. NRCS. Conservation engineering division. USA.163p.
- RICHARD H., MCQUEEN., et PEGGY JOHNSON A. (2002)** Highway Hydrology, édition (NHI) USA, page 50.
- Soil conservation service (SCS). (1972)** National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. SCS Department of Agriculture. Washington, Etat-Unis.
- TOUAÏBIA B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie, édition Madani.
- TOUATI A. (2010)** Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algerien. mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2010a)** HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2010b)** HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.
- YAHIAOUI A. (2012)** Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

## REFERENCES SITO-GRAPHIQUES

DEGOUTTE G. (2006) Cours d'hydraulique, dynamique et morphologie fluviale (<http://www.agroparistech.fr/coursenligne/hydraulique/hydraulique.html>), Site Web AgroParisTech.

PICOUET C., HINGRAY B. & MUSY A. (2007) Hydrothèque, recueil d'exercices en Hydrologie (<http://ltheIn21.hmg.inpg.fr/PagePerso/hingray/>), Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.

# **Annexes**

## A. Resultat de la simulation à l'état naturel sur Hec – RAS

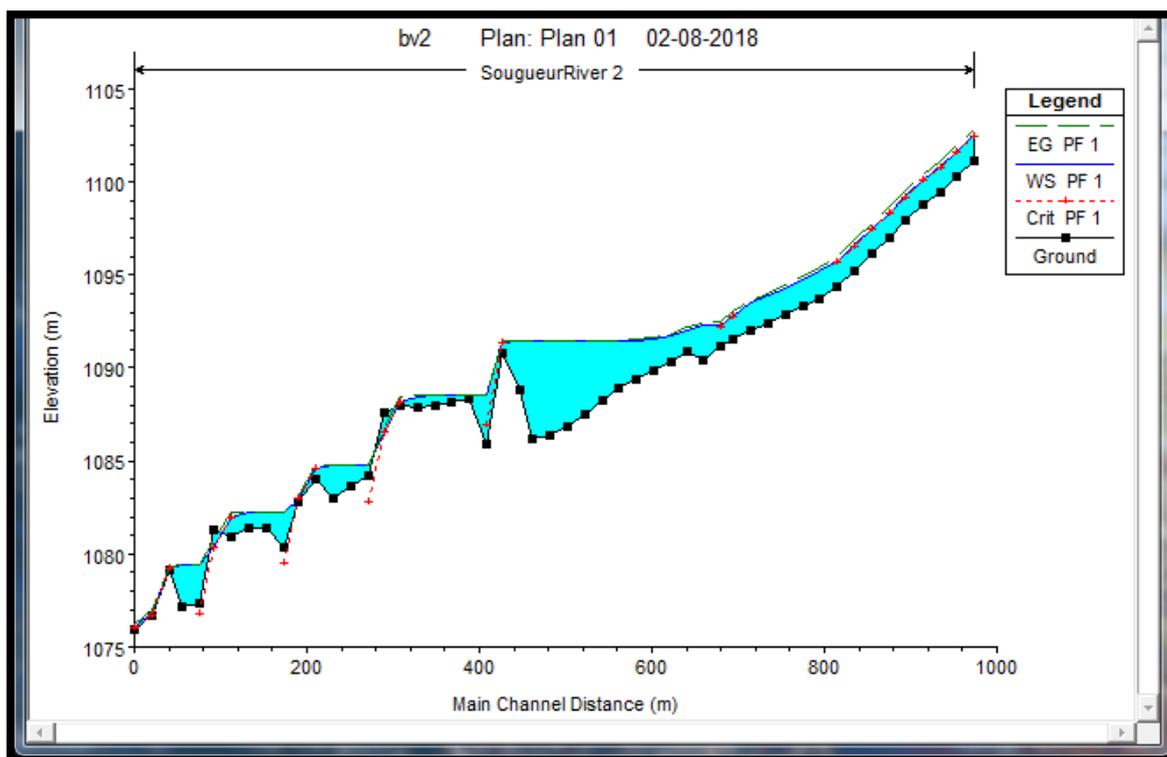


Figure annexe 1 : Résultat de la simulation HEC-RAS du sous bassin versant 2 à l'état naturel.

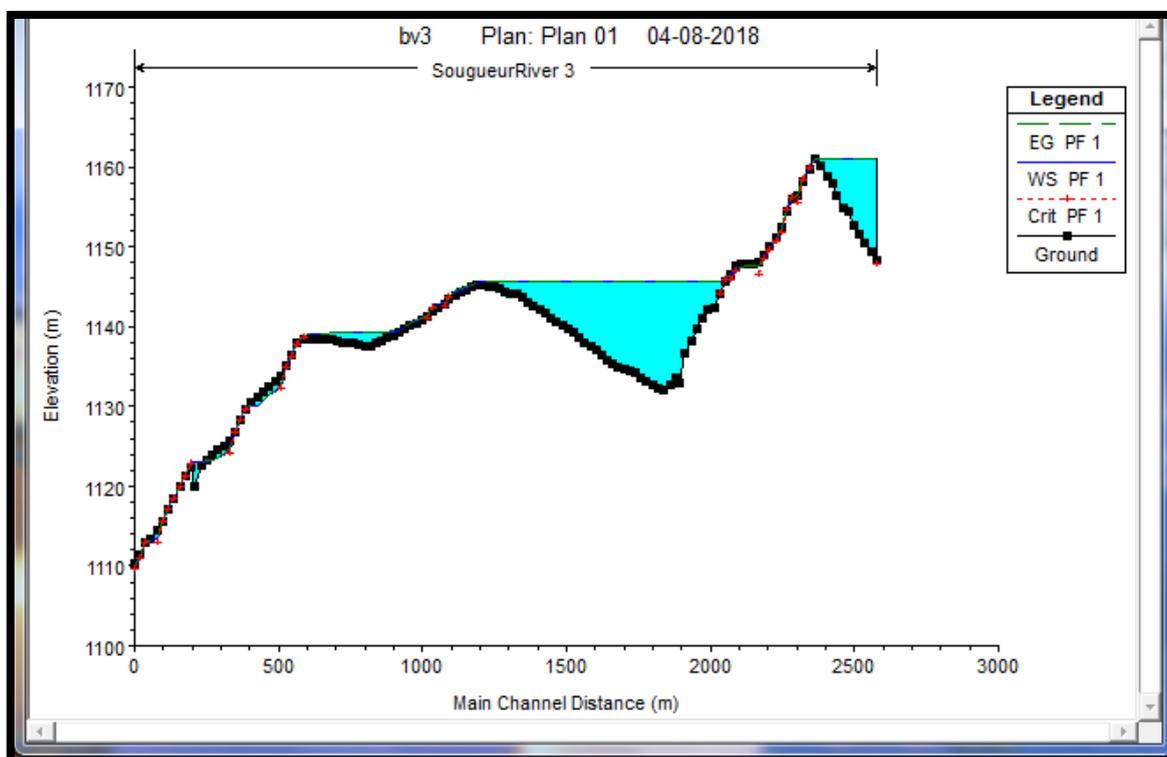
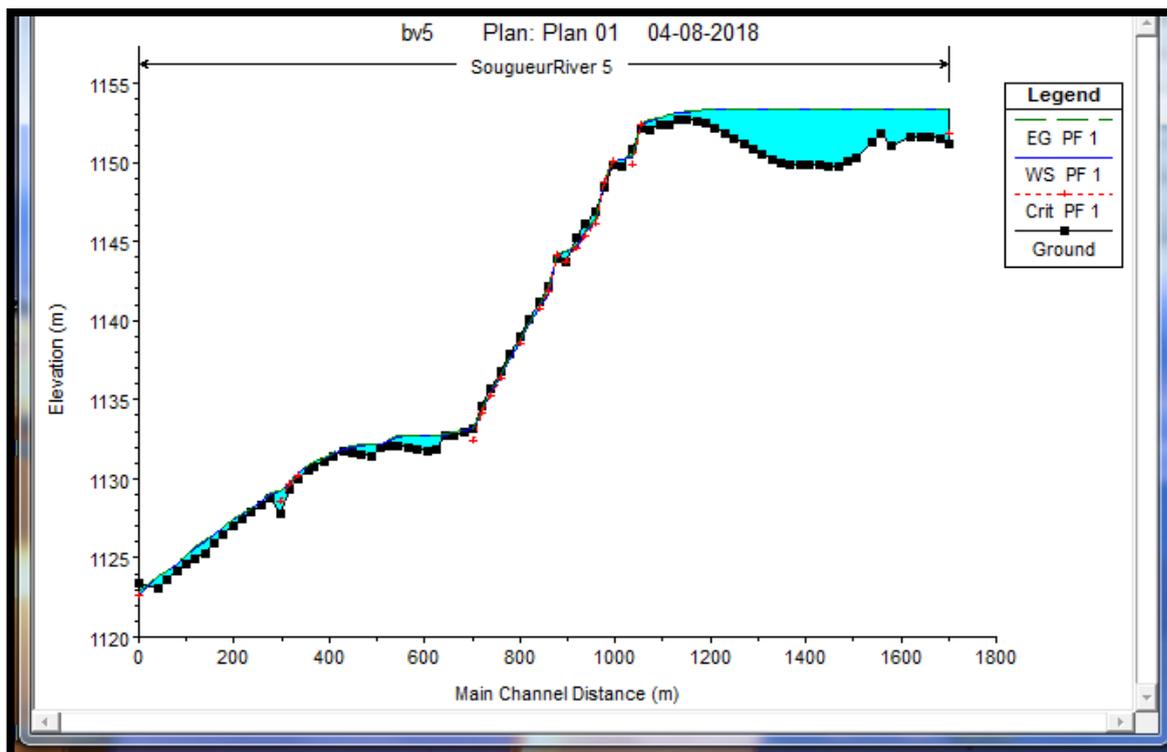
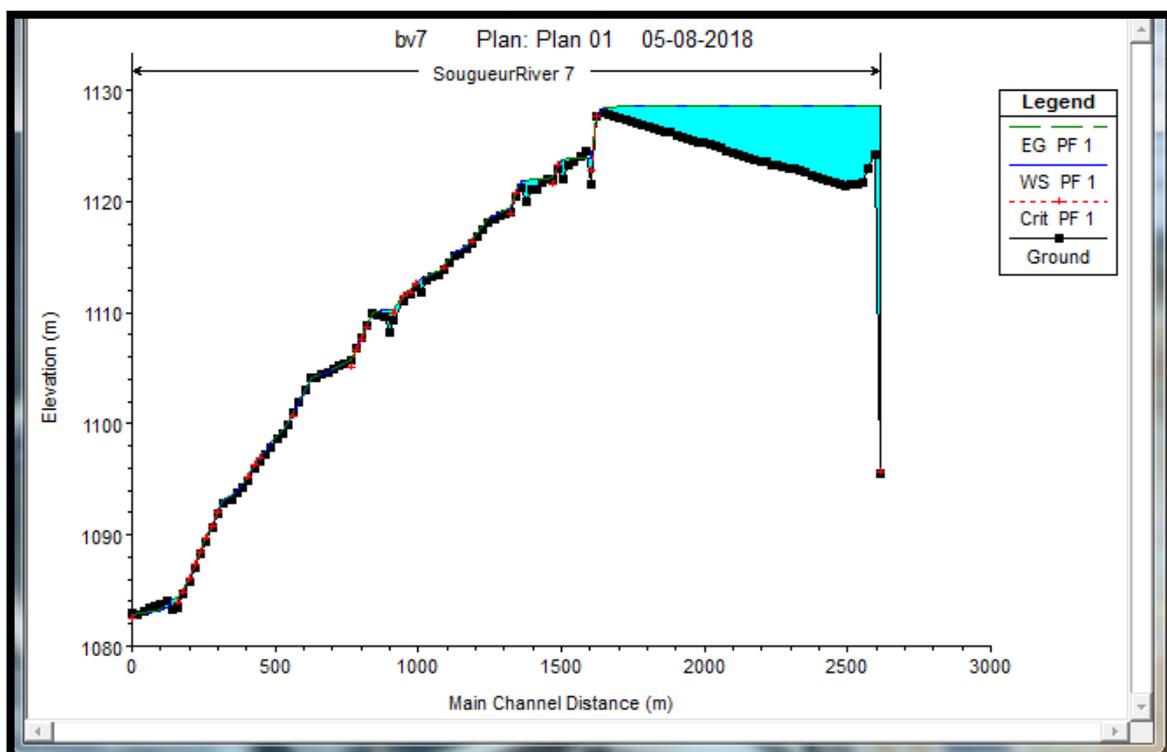


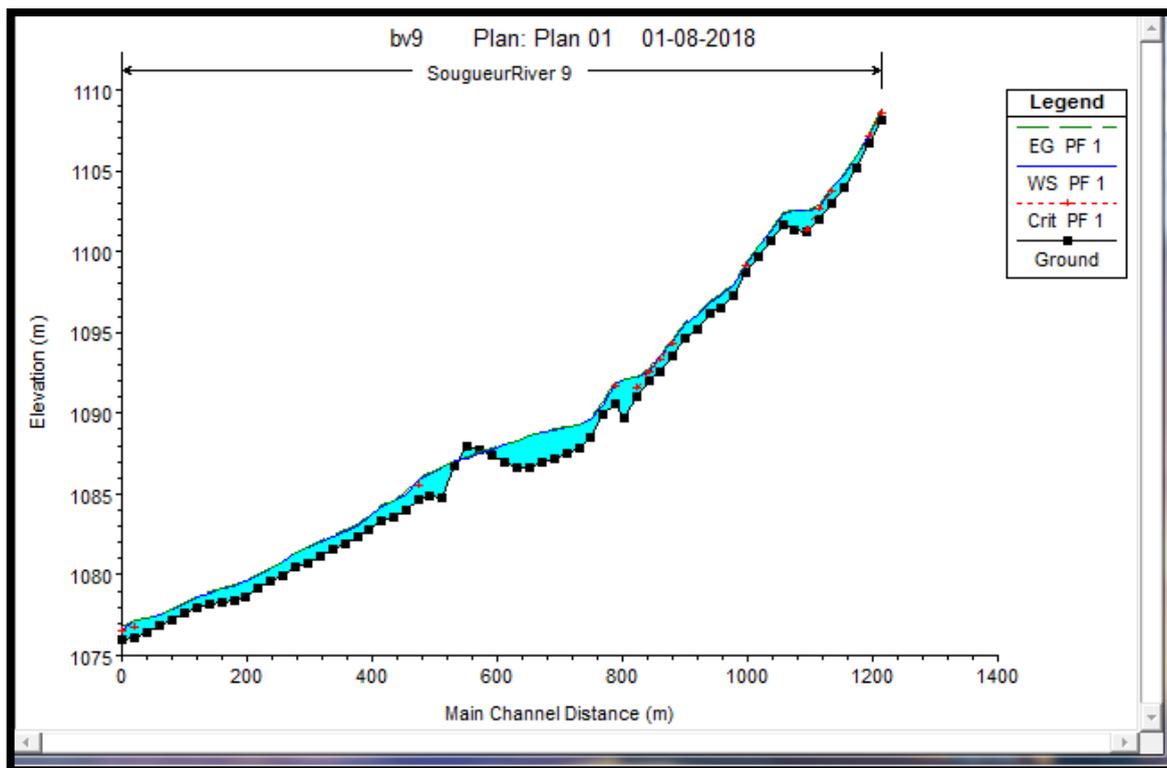
Figure annexe 1 : Résultat de la simulation HEC-RAS du sous bassin versant 3 à l'état naturel.



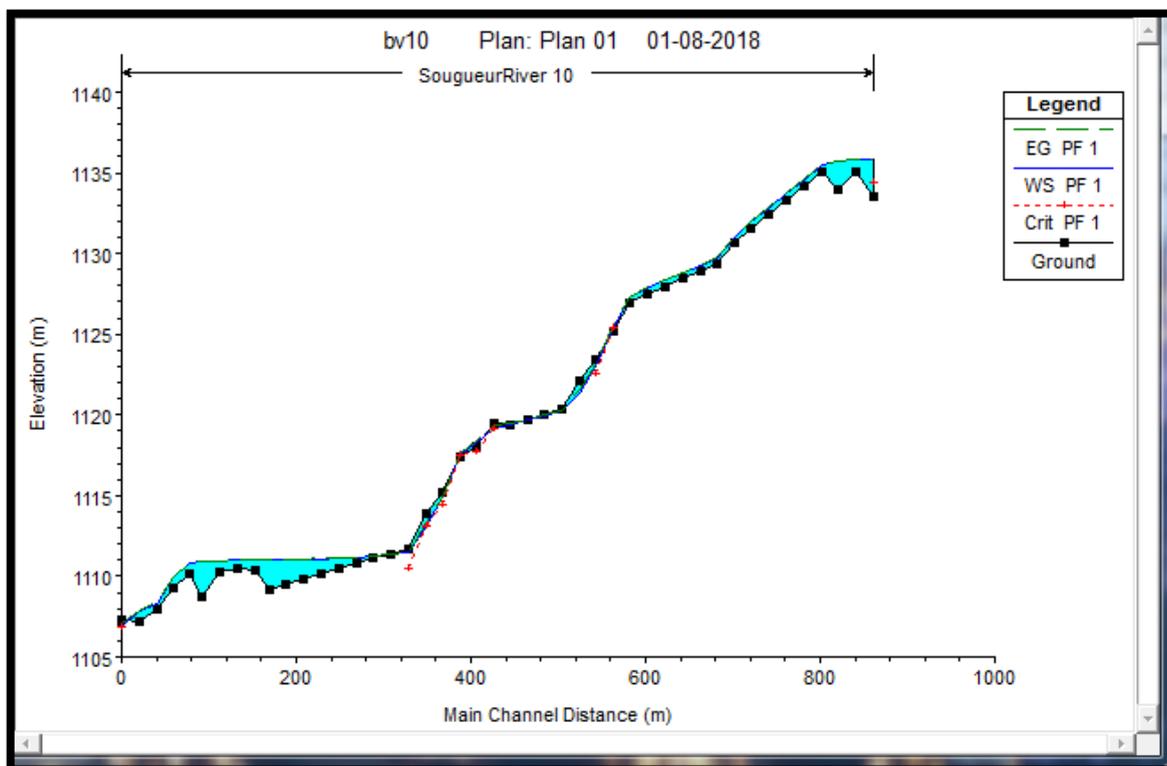
**Figure annexe 1 :** Résultat de la simulation HEC-RAS du sous bassin versant 5 à l'état naturel.



**Figure annexe 1 :** Résultat de la simulation HEC-RAS du sous bassin versant 7 à l'état naturel.



**Figure annexe 1** : Résultat de la simulation HEC-RAS du sous bassin versant 9 à l'état naturel.



**Figure annexe 1** : Résultat de la simulation HEC-RAS du sous bassin versant 10 à l'état naturel.