الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵓⵢⵉⵔⵙ ⵓⵢⵉⵏⵉⵓ ⵉⵎⵉⵣⵉⵡⵏ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception et aménagement des ouvrages hydrotechniques

THEME :

AMENAGEMENT DE OUED SIGUS POUR LA PROTECTION DE LA VILLE DE SIGUS (W.OUM EL BOUAGHI) CONTRE LES INNONDATIONS

Présenté par :
GHOUAMLIA Amani

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZAROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examinateur
BOURI Djamel Eddine	M.C.B	Examinateur
LAOUCH Nassim	M.C.B	Examinateur
BENSALAH Mohamed Draidi	M.C.B	Promoteur

Session 2022/ 2023

Dédicace :

À celui qui m’a montré la voie,

À celle qui a toujours cru en moi,

A mes chers parents.

Votre soutien indéfectible, vos encouragements inlassables et votre amour inconditionnel ont été ma boussole dans ce voyage. Ce mémoire porte la marque de votre dévouement et de votre confiance en moi.

A mes chères sœurs (Lyna et Anfel) et mon cher frére (Ahmed).

Vous avez été ma source constante de soutien, d'amour et de réconfort. Vos sacrifices et votre confiance en moi sont les fondations sur lesquelles repose ce mémoire. Vous êtes ma plus grande inspiration.

A Mr Tayeb, je tiens a exprimé ma sincère gratitude pour toute l'aide précieuse que tu m'as apportée.

A ma chère amie Basma, qui m’accompagnée à travers les hauts et les bas dans 3 années d’études, je te remercie du fond du cœur.

A toutes les personnes qui m’ont entouré, aimé, soutenu et aidé sans que je leur demande.

À toute ma famille qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.

A tous mes enseignants durant toutes mes années d’études.

AMANI

Remerciement

Je remercie tout d’abord le bon Dieu de m’avoir aidé et donner la patience et le courage afin d’achever ce modeste travail

Je teints a exprimé mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de manière significative à la réalisation de ce mémoire de fin d’études. Le chemin qui m'a conduit à cet aboutissement n'aurait pas été le même sans leur soutien et leur contribution.

Je remercie mes parents pour leur amour inconditionnel et leur encouragement constant. Votre soutien indéfectible a été la source de ma motivation et de ma détermination tout au long de mes études.

J’adresse mes vifs remerciements à mon promoteur Mr BENSALAH MOHAMED DRAIDI pour ses précieux conseils.

Je remercie toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à mon éducation et à ma croissance personnelle. Votre influence positive a contribué à façonner mon parcours académique.

الملخص:

تعتبر مشكلة الفيضانات في جميع أنحاء العالم و خاصة في الجزائر من اخطر الظواهر التي يجب آخذها في الاعتبار لآجل الحد منها. وبالنظر إلى الفيضانات الكارثية الأخيرة، أصبحت إدارة و تسيير هذه المخاطر أكثر فأكثر ضرورة يجب أن تشمل جميع الجهات الفاعلة المعنية (صناع القرار والتقنيين والسكان) من أجل تحديد القضايا التي يجب حمايتها، السبل المتاحة والبدائل الممكنة للتخفيف من الأضرار البشرية والمادية الناجمة عن هذه الظاهرة.

يتمثل العمل الحالي في إجراء دراسة حماية مدينة سيقوس (ولاية أم البواقي) من الفيضانات. ولهذا يصبح من الضروري اقتراح تخطيط فعال للحد من الضرر. وفي هذا السياق تمت دراسة عدة محاور: الوصف التفصيلي للمنطقة لفهم توليد التدفق وانتقاله إلى المخرج، تحليل الحد الأقصى للهطول اليومي، تحديد معدل التدفق لـ 100 عام الفيضانات، تحديد و وضع خريطة للمناطق المهددة من خطر الفيضانات عن طريق النمذجة الهيدروليكية للمجرى المائي باستخدام برنامج النمذجة الهيدروليكية. هذا ما سمح لنا من تحديد خيار التهيئة الأنسب من الناحية التقنية و الاقتصادية هو الخيار المزيج يتكون هذا الخيار من نوعين:(الحجارة والخرسانة المسلحة).
الكلمات المفتاحية: الفيضانات، سيجوس، الحماية، واد سيجوس، التدفق،النمذجة الهيدروليكية

RÉSUMÉ :

Les inondations à travers le monde et en particulier en Algérie constituent un des phénomènes aléatoires les plus dangereux dont il faut prendre en considérations a fin de diminuée des risques attendus par de telles phénomènes. A cet effet la gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité qui doit impliquer tous les acteurs concernés (décideurs, techniciens et population) afin d'identifier les enjeux à protéger, les moyens disponibles et les alternatives possibles pour atténuer les dégâts humains et matériels provoqués par ce phénomène notamment au regard des dernières grandes crues enregistrés en Algérie qui ont occasionnées de grands dégâts matérielles et humains.

Le présent travail consiste à réaliser l'étude de protection de la ville de SIGUS dans la willaya d'Oum El Bouaghi contre les inondations dans le but de réduire et limité les conséquences qui en découle. A cet effet des aménagements spécifiques sont à prévoir.

Pour atteindre cette objective, une description détaillée de la zone d'étude a été effectué afin de comprendre comment l'écoulement se produit et comment il est transféré à l'exutoire, ensuite l'analyse des précipitations maximales journalières et déterminé le débit de la crue centennale, par la suite la délimitation des zones inondables par la modélisation hydraulique du cours d'eau par utilisation du logiciel HEC-RAS qui nous a permis de vérifiés les variantes d'aménagement proposés. Enfin, la variante la plus adaptées d'un point de vue technico-économique a été celle mixte (i.e. la variante choisie est celle composée de deux types le gabionnage et le béton armé).
Mots clés : Inondations, crues, SIGUS, protection, Oued SIGUS, Débit, HEC RAS.

ABSTRACT:

Floods throughout the world and in particular in Algeria constitute one of the most dangerous random phenomena which must be taken into consideration in order to reduce the risks expected from such phenomena. To this end, the management of this risk is becoming more and more a necessity which must involve all the actors concerned (decision-makers, technicians and the population) in order to identify the issues to be protected, the means available and the possible alternatives to mitigate human damage and materials caused by this phenomenon, particularly in view of the last major floods recorded in Algeria which caused great material and human damage.

The present work consists of carrying out the protection study of the city of SIGUS in the willaya of Oum El Bouaghi against flooding with the aim of reducing and limiting the consequences that arise. For this purpose, specific arrangements are to be made.

To achieve this objective, a detailed description of the study area was carried out in order to understand the generation of the flow and their transfer to the downstream, and then we analyzed the maximum daily precipitation and determined the flow rate, subsequently we delimited the flood zones by hydraulic modeling of the watercourse using the HEC-RAS software which allowed us to verify the proposed development variants. Finally, the most suitable variant from a technical-economic point of view was the mixed one (i.e. the variant chosen is the one composed of two types: gabionage and reinforced concrete).
Keywords: SIGUS; Design flow; flood risk maps; Flood; Protection; Flood;

SOMMAIRE :

Chapitre I

Ⅰ.1 Définition de l'inondation: 20
Ⅰ.1.1 Principe ET notions des risques d'inondation: 20
Ⅰ.1.1.1 L'Aléa: 20
Ⅰ.1.1.2 Les enjeux: 21
Ⅰ.1.1.3 La vulnérabilité: 21
Ⅰ.1.1.4 Le risque d'inondation : 21
Ⅰ.1.1. 4 .1 les atteintes aux hommes, au bien et à l'activité : 22
Ⅰ.1 .1. 4 .2 Les atteintes à l'environnement : 23
Ⅰ.1.2 Types d'inondation: 23
Ⅰ. 1. 2. 1 Inondation par crue torrentielle : 23
Ⅰ.1 .2 .2 Inondation par débordement direct: 24
Ⅰ.1 .2 .3 Inondation par accumulation d'eau ruisselée: 24
Ⅰ.1 .2 .4 Inondation par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique ou l'embâcle: 25
Ⅰ.1 .2 .5 Inondation par submersion marine : 25
Ⅰ.3 Paramètre influences les inondations: 25
Ⅰ.3.1 Facteur anthropiques: 25
Ⅰ.3.2 Facteurs naturels: (pluie, neige) 26
Ⅰ.3.3 Nature ET occupation du sol: 26
Ⅰ.4 Définition des crues : 26
Ⅰ.4.1 Eléments descriptif d'une crue: 28
Ⅰ.5 Problématique des inondations en Algérie: 29
Ⅰ.6 Les inondations dans la zone d'étude: 29
Conclusion: 30

Chapitre Ⅱ

Introduction: 32
Ⅱ.1 Présentation de la zone d'étude: 32
Ⅱ.1.1 Présentation de la wilaya d'Oum El Bouaghi : 32
Ⅱ.1.2 Présentation de la ville de Sigus: 32
Ⅱ.1.3 Climatologie: 33
Ⅱ.1.3.1 Climat 33

Ⅱ.1.3.2 Température: 34
Ⅱ.1.3.3 Humidité: 34
Ⅱ.1.3.4 Les vents dominants: 35
Ⅱ.1.3.5 Ensoleillement: 35
Ⅱ.2 Géomorphologie: 36
Ⅱ.2.1 Topographie ET relief: 36
Ⅱ.2.2 Géologie: 37
Ⅱ.3 sismicité de la zone d'étude: 38
Ⅱ.4 Hydrographie: 39
Ⅱ.5 Description de L'Oued Sigus : 39
Conclusion: 39

Chapitre Ⅲ

Introduction: 41
Ⅲ.2 Caractéristiques physiques du bassin versant: 41
Ⅲ.2.1 Définition du bassin versant: 41
Ⅲ.2.2 Délimitation du bassin versant: 41
Ⅲ.2.3 Morphométrie: 42
Ⅲ.2.3.1 la surface: 42
Ⅲ.2.3.2 Le périmètre: 42
Ⅲ.2.3.3 La longueur du talweg principale: 42
Ⅲ.2.3.4 Caractéristiques de forme: 43
Ⅲ.2.4 Le relief: 45
Ⅲ.2.4.1 Les courbes hypsométriques: 45
Ⅲ.2.4.2 Les altitudes caractéristiques: 51
Ⅲ.2.4.3 Les indices de pentes: 52
Ⅲ.3 Les caractéristiques hydrographiques du bassin versant: 54
Ⅲ.3.1 le réseau hydrographique: 54
Ⅲ.3.2 Hiérarchisation du réseau: 55
Ⅲ.3.3 Paramètres hydrographiques: 56
Ⅲ.4 Etude de la précipitation: 60
Ⅲ.4.1 pluie moyenne annuelle: 61
Ⅲ.4.2 analyse statistique des pluies maximales journalières: 62
Ⅲ.4.3choix de la loi d'ajustement: 63
Ⅲ.4.3.1 paramètres statistique de l'échantillon: 63

Ⅲ.4.3.2ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL: 64
Ⅲ.4.3.3 ajustement de la série pluviométrique a la loi de GALTON (Log-normal): 65
Ⅲ.4.3.4 choix de la loi d'ajustement: 66
Ⅲ.4.3.5 comparaison entre les deux Lois d'ajustement: 67
Ⅲ.5 étude des apports: 67
Ⅲ.5.1 apports liquides: 67
Ⅲ.6 étude des crues: 72
Ⅲ.6.1Détermination des débits maximums fréquentiels: 72
Ⅲ.6.2 hydrogramme de crue 77
Conclusion: 84

Chapitre IV

Introduction : 86
IV.1 Objectif de l'aménagement : 86
IV.2 Généralités : 86
IV.2.1 Canaux à ciel ouvert : 86
IV.3 Ecoulement dans les canaux : 88
IV.3.1Types d'écoulement : 88
IV.3.2 régime d'écoulement : 89
IV.4diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé : 90
IV.4.1Etat de l'oued de la zone d'étude : 90
IV.4.2 simulation de l'écoulement sur HEC RAS : 92
IV.4.2.1 Présentation du logiciel Hec-Ras : 93
IV.4.2.2 les étapes de simulation par HEC-RAS : 93
IV.5 les zones inondables : 102
Conclusion : 103

Chapitre V

Introduction : 105
V.1 Principe d'aménagement: 105
V.1.1 les différents types d'aménagement: 105
V.1.1.1 Protection directe (Rapprochées): 105
V.1.1.2 Protection indirecte (Eloignées): 106
V.1.2 les formules de dimensionnement des canaux : 106
..... 107
V.1.3 Choix des paramètres de dimensionnement : 107
V.1.3.1 Choix de la pente du projet : 107
V.1.3.2 Le coefficient de rugosité : 108

V.1.3.3 Revanche des canaux : 108
V.2 Etude des variantes : 108
V.2.1 Canal trapézoïdal en béton armé : 108
V.2.1.1 Dimensionnement : 108
V.2.1.2 les paramètres d'écoulement : 109
V.2.1.3 estimation du cout de la variante : 109
V.2.2 canal mixte Gabion et béton armé : 111
V.2.2.1 dimensionnement 111
V.2.2.2 Les paramètre d'écoulement : 112
V.2.2.3 estimation du coût de la variante : 112
V.3 Choix de la variante d'aménagement : 115
V.3.1 critère d'évolution : 115
V.3.2 La variante choisie : 115
Conclusion : 116

Chapitre VI

Introduction : 118
VI.1 action et sollicitation : 118
VI.1.1 action : 118
VI.1.1.1 les charges permanentes (G) : 118
VI.1.1.2 les charges temporaires (Q) : 119
VI.1.1.3 les charges accidentelles(A) : 119
VI.1.1.4 les charges hydrauliques (H) : 119
VI.1.2 sollicitation : 119
VI.2 caractéristiques des matériaux : 120
VI.2.1 le béton : 120
VI.2.1.1 le retrait : 120
VI.2.1.2 le fluage : 120
VI.2.2 les armatures : 120
VI.3 contraintes de calcul : 121
VI.3.1 béton : 121
VI.3.2 Acier : 121
VI.4 Etude des voiles : 122
VI.4.1 Comportement d'un voile : 122
VI.4.1.1Rupture par flexion : 122
VI.4.1.2Rupture en flexion par effort tranchant : 122
VI.4.1.3Rupture par écrasement ou traction du béton : 122
VI.4.2 Calcul des voiles et des dalles pleines : 123

VI.4.3 Recommandation RPA99 : 123
VI.5 Etude de stabilité d'un canal : 123
VI.5.1 calcul des forces : 124
Poids radier
VI.5.1.1 la stabilité au glissement : 128
VI.5.1.2 la stabilité au renversement : 127
VI.5.1.3 la stabilité au poinçonnement : 130
VI.6 Le ferraillage : 131
VI.6.1 Ferraillage des voiles : 131
VI.6.2 Ferraillage du radier : 132
Conclusion : 133

Chapitre VII

Introduction : 135
VII.1 Généralités : 135
VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier : 135
VII.1.1.1 Maitre de l'ouvrage : 135
VII.1.1.2 Maitre de l'œuvre : 135
VII.1.1.3 L'entreprise : 135
VII.1.1.4 L'entrepreneur : 135
VII.1.2 Définitions des engins utilisés : 136
VII.2 Devis quantitatif et estimatif du projet : 136
VII.3 Planification des travaux : 137
VII.3.1 Définition : 137
VII.3.2 Techniques de planification : 137
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau : 137
VII.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique : 138
VII.3.3 Les étapes de la planification : 138
VII.3.3.1 Collection des informations : 138
VII.3.3.2 Décomposition du projet : 138
VII.3.3.3 Relation entre rôle et taches : 138
VII.3.4 Choix de la méthode de calcul : 139
VII.3.4.1 Paramètres de calcul dans la méthode C.P.M : 139
VII.3.4.2 Chemin critique (C.C) : 139
VII.3.5 Diagramme de Gantt : 139
VII.3.6 Elaboration du réseau selon la méthode CPM : 139
Conclusion : 141

Liste des tableaux

CHAPITRE Ⅱ : PRESENTATION ET TOPOGFRAPHIE DU SITE

Tableau Ⅱ.1 : Températures maximales et minimales

Tableau Ⅱ.2 : Humidité moyenne mensuelle

Tableau Ⅱ.3 : Insolation mensuelles de la wilaya d'Oum El Bouaghi

CHAPITRE Ⅲ : ETUDE HYDROLOGIOQUE

Tableau Ⅲ.1 : Les paramètres hydro morpho métriques du bassin versant de Sigus :

TableauⅢ.2 : Paramètres hypsométriques du sous Bassin versant 1

Tableau Ⅲ.3 : Paramètres hypsométrique du sous bassin versant 2

Tableau Ⅲ.4: Paramètres hypsométriques du sous bassin 3

Tableau Ⅲ.5: Paramètres hypsométrique du sous bassin versant 4

Tableau Ⅲ.6: Paramètres hypsométrique du sous bassin 5

Tableau Ⅲ.7 : Les altitudes caractéristiques de chaque sous basin

Tableau Ⅲ.8 : Indice de pentes globales I_g :

Tableau Ⅲ.9 : Classification ORSTOM

Tableau Ⅲ.10 : Classification du relief des sous bassin versant

Tableau Ⅲ.11: La pente moyenne pour chaque sous bassin

Tableau Ⅲ.11: Dénivelée spécifique pour chaque sous bassin

Tableau Ⅲ.13 : Les densités hydrographiques pour chaque sous bassin

Tableau Ⅲ.14 : Les coefficients de torrentialité pour chaque sous

Tableau Ⅲ.15 : Temps de concentration (TURRAZA)

Tableau Ⅲ.16 : Temps de concentration (SCS) :

Tableau Ⅲ.17 : Temps de concentration (GIANDOTTI)

Tableau Ⅲ.18 : Temps de concentration (VENTURA)

Tableau Ⅲ.19 : Temps de concentration (KIRPICH)

Tableau Ⅲ.20 : La vitesse de ruissellement dans les sous bassins versant

Tableau Ⅲ.21 : Coordonnées de la Station pluviométrique de FOURCHI

Tableau Ⅲ.22 : La répartition mensuelle des précipitations est celle de FOURCHI

Tableau Ⅲ.23 : La répartition mensuelle des précipitations est celle de FOURCHI

Tableau Ⅲ.24 : Valeurs des pluies maximales journalières annuelles Station de Fourchi (code 10-05-11)

Tableau Ⅲ.25: Les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalière

Tableau Ⅲ.26: Résultat d'ajustement a la loi de Gumbel

Tableau Ⅲ.27 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

Tableau Ⅲ.28 : Comparaison des caractéristiques des lois

Tableau Ⅲ.29 : Apports moyen interannuels selon les différentes méthodes

Tableau Ⅲ.30 : Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals

Tableau Ⅲ.31: module d'écoulement pour chaque sous bassin

Tableau Ⅲ.32: Module d'écoulement relatif de chaque sous basin
Tableau Ⅲ.33: Lame d'eau écoulée de chaque sous basin
Tableau Ⅲ.34: Coefficient d'écoulement de chaque sous basin
Tableau Ⅲ.35: Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY
Tableau III. 36 Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV
Tableau Ⅲ.37 : Coefficient de variation avec la formule de MENKEL
Tableau Ⅲ.38: Coefficient de variation par la formule
Tableau Ⅲ.39 : Coefficient de variation des cinq sous bassin
Tableau Ⅲ.40 : Récapitulatif des débits maximums de crue des cinq sous bassins par la formule de Mallet-Gauthier
Tableau Ⅲ.41 : Le débit maximum journalier maximal annuel
Tableau Ⅲ.42 : Les débits extrapolés par la méthode de Gradex :
Tableau Ⅲ.43 : Les valeurs de débit de pointe optées
Tableau Ⅲ.44 : Coefficients de forme de l'hydro-gramme de crue
Tableau Ⅲ.45 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps du SB1
Tableau Ⅲ.46 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps SB2
Tableau Ⅲ.47 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps SB3
Tableau Ⅲ.45 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps du SB1
Tableau Ⅲ.46 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps SB2
Tableau Ⅲ.47 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps SB3
Tableau Ⅲ.48 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps SB4
Tableau Ⅲ.49 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps SB5

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET MODELISATION DU COURS D'EAU
Tableau IV.1 : Résultat de simulation par HEC RAS

CHAPITRE V : CHOIX DES VARIANTES
Tableau V.1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses
Tableau V.2 : Valeurs de coefficient de rugosité
Tableau V.3 : Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé
Tableau V.4 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé
Tableau V.5 : Devis de la variante (canal en béton armé)
Tableau V. 6 : Dimensions du mur en gabion
Tableau V.7: Dimensions de l'aménagement (canal mixte)
Tableau V.8: Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte
Tableau V.9: Dimensions de l'aménagement (canal mixte)
Tableau V. 10: Cout de réalisation du notre variante

CHAPITRE VI : CALCUL DEE GENIE CIVIL
Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques
Tableau VI.2 : Les charges et les surcharges

Tableau VI.3 : Les moments à l'ELU et l'ELS
Tableau VI.4: Les forces stabilatrices et déstabilatrices
Tableau VI.5 : Les résultats des moments stabilisant et déstabilisant calculé
Tableau VI.6: L'excentricité de la résultante des charges
Tableau VI.7 : Les moments à l'ELU et L'ELS

CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau VII.1 : Engins utilisés
Tableau VII.2 : Devis des différents travaux d'oued Sigus
Tableau VII.3 : Liste des opérations avec leurs durées.

Liste des figures

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES INONDATION

Figure I.1 : Modèle théorique des risques naturels. **(Manche, 2006)**
Figure I. 2 : Courbe d'iso risque**. (Dauphiné, 2013)**
Figure Ⅰ.3: Inondations par crue torrentielle **(Source : unblog.fr).**
Figure Ⅰ. 4: Inondation par accumulation d'eau ruisselée **(Source : unblog.fr).**
Figure Ⅰ.5 : Inondations par submersion marine **(Source : unblog.fr).**
Figure Ⅰ.6 : Définition de la crue et du coefficient de pointe. **(Andre, 1998).**
Figure Ⅰ.7: Crue simple et crue complexe
Figure Ⅰ.8 : Eléments descriptif d'une crue. **(Amor, 2010)**

CHAPITRE Ⅱ : PRESENTATION ET TOPOGRAPHIE DU SITE

Figure Ⅱ.1 : Carte de la situation géographique de la wilaya d'Oum El bouaghi
Figure Ⅱ.2 : La situation géographique de la ville de Sigus
Figure Ⅱ.3 : Distribution mensuelle des températures moyennes à Oum El Boughi
Figure Ⅱ.4 : Distribution mensuelle de l'humidité moyenne à Oum El Bouaghi
Figure Ⅱ.5 : Insolation mensuelles de la wilaya d'Oum El Bouaghi
Figure Ⅱ.6 : Les reliefs de la région de Sigus
Figure Ⅱ.7 : Carte de zonage sismique du territoire national

CHAPITRE Ⅲ: ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure Ⅲ.1 : Délimitation du bassin versant d'Oued Sigus
Figure Ⅲ.2 : Différents types des BV selon le coefficient de Gravélius Kc
Figure Ⅲ.3 : Carte hypsométrique du bassin versant Sigus
Figure Ⅲ.4 : Courbe hypsométrique du sous bassin 1
Figure Ⅲ.5 : Courbe hypsométrique du sous bassin 2
Figure Ⅲ.6: Courbe hypsométrique du sous bassin 3
Figure Ⅲ.6 : Courbe hypsométrique du sous bassin 4
Figure Ⅲ.7 : Courbe hypsométrique du sous bassin 5
Figure Ⅲ.8: Réseau hydrographique du bassin versant oued Sigus
Figure Ⅲ.9 : Classification du réseau hydrographique du bassin versant Sigus
Figure Ⅲ.10 : Extrait de la carte pluviométrique de l'ANRH (1993)
Figure Ⅲ.11 : Tracé de la droite d'ajustement a la loi de Gumbel
Figure Ⅲ.12 : Tracé de la droite d'ajustement a la loi de galton
Figure Ⅲ.13 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement
figure Ⅲ.14 : Présentation graphique de la loi de Gumbel
Figure Ⅲ.15 : Graphe de la méthode de Gradex
Figure Ⅲ.16: Hydrogramme de crue SB1
Figure Ⅲ.17 : Hydrogramme de crue SB2
Figure Ⅲ.18: Hydrogramme de crue SB3
Figure Ⅲ.19: Hydrogramme de crue SB4
Figure Ⅲ.20: Hydrogramme de crue SB5

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIQUE ET MODELISATION DU COURS D'EAU

Figure IV.1 : Canal naturel
Figure IV.2 : Canaux artificiels à ciel ouvert
Figure IV.3 : Schéma d'un écoulement permanant
Figure IV.1 : Tronçon de l'oued Sigus à l'amont du début de l'aménagement
Figure IV.2: Détail d'un canal maçonné à l'amont du pont
Figure IV.3 : Détail du bief amont du pont
Figure IV.4: Détail d'une chute naturelle de l'oued
Figure IV.5: Détail d'une chute naturelle de l'oued
Figure IV.6 : Tronçon à l'aval d'un ouvrage busé sur la
Figure IV.7 : Lit de l'oued après d'un ouvrage busé sur la
Figure IV.8: Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS.
Figure IV.9 : Les profils en travers de oued Sigus
Figure IV.10 : Profils en long de l'oued après la simulation
Figure IV.11 : Vue en plan en 3D d'oued Sigus après simulation
Figure IV.12: Profils en travers de l'Oued
Figure IV.13 : Profil en travers d'un ouvrage noyé
Figure IV.14: Les zones inondables

CHAPITRE V : ETUDE DES VARIANTES

Figure V.1 : Différentes formes de canaux
Figure V.2: Profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en gabion pour les sections 32 à 46(béton)
Figure V.3:Profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en gabion pour les sections 9 a 32 (béton)
Figure V.4: Coupe en travers d'un canal en gabion
Figure V.5 : Profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en Gabion pour les sections 1 à 9
Figure V.6 : Profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en gabion pour les sections 46 a 49
Figure V.7 : Profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en gabion pour les sections 32 à 46
Figure V.8: Profil n travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en béton armé pour les sections de 9 à 32

CHAPITRE VI: CALCUL GENIE CIVIL

Figure VI.1 : La géométrie du canal
Figure VI.2 : La géométrie du canal

CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER

Figure VII.1 : Réseau de planification par la méthode CPM
Figure VII.2 : Diagramme de GANTT

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Une inondation est un phénomène naturel caractérisé par une montée plus au moins subite du niveau d'un cours d'eau .Elle se manifeste par un débordement du lit de l'Oued ou par un afflux de l'eau dans les talwegs, sous forme de crue.

L'Algérie est l'une des pays confronté au phénomène des crues et d'inondation qui se manifeste de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeur pour le développement économique et social.

Les risques d'inondation sont due à l'interaction complexe de plusieurs composantes c'est le produit de la concomitance de facteur topographique, géologique, hydrologique et météorologique.

L'examen des évènements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versant algériens, des superficies importantes des terres agricoles, des pleines et des agglomérations sont fréquemment envahies par les eaux des oueds en crue.

L'inondation provoque de graves dégâts que ce soit humains ou bien matériels, ces dégâts sont par le changement climatiques et environnementaux d'une part, ainsi du manque d'aménagement hydrauliques et des protections contre les débordements des Oueds.

L'objectif de notre travail et de protéger la ville de Sigus dans la Willaya d'Oum EL Bouaghi contre les risques d'inondations de l'Oued par l'estimation du débit de crue et le choix des moyens de protection contre ce phénomène par des aménagements spécifiques et des ouvrages de protections hydrauliques.

Pour bien mener cette étude, nous allons axer ce travail sur sept chapitres essentiels :

Chapitre Ⅰ : Généralité sur les inondations dans ce chapitre introductif consacré aux inondations, nous dressons un panorama complet des phénomènes d'inondation, en mettant en lumière leur impact sur les régions et les communautés. Nous abordons les causes, les conséquences et les différents types d'inondations, posant ainsi les fondations nécessaires pour une compréhension approfondie de ce phénomène naturel.

Chapitre Ⅱ : Présentation et topographie du site ce chapitre offre une vue détaillée de la localisation géographique du projet, en mettant en évidence les caractéristiques topographiques du terrain. Nous explorerons la configuration du site, son relief, sa végétation, et les éléments environnementaux clés qui influenceront la planification et l'aménagement futurs.

Chapitre Ⅲ : Etude hydrologique nous plongerons au cœur des dynamiques aquatiques du site, en analysant les régimes de précipitations, les débits des cours d'eau, et les mécanismes de ruissellement. Notre objectif est de quantifier avec précision les phénomènes hydrologiques pour mieux anticiper et gérer les risques d'inondation, tout en contribuant à une gestion durable des ressources en eau.

Chapitre IV : Diagnostic et modélisation du cours d'eau nous entreprendrons une exploration en profondeur de l'état actuel du site, en identifiant ses caractéristiques hydrologiques, géomorphologiques et environnementales. Nous utiliserons des outils de modélisation avancés pour mieux comprendre les dynamiques de ce cours d'eau et ainsi poser les bases essentielles pour une gestion éclairée et durable de cette ressource précieuse.

Chapitre **V**: Etude des variantes constitue une phase cruciale de notre projet d'aménagement du cours d'eau. Nous explorerons une gamme de solutions alternatives, en évaluant leurs avantages, inconvénients, et impacts potentiels, dans le but de choisir la variante la plus adaptée pour répondre aux besoins de la communauté tout en préservant l'environnement.

Chapitre **VI** : Calcul de génie civil dans ce chapitre une étude de stabilité a été effectué par deux méthodes, la méthode classique et l'EUROCOD 7.

Chapitre **VII** : Organisation du chantierexamine en détail la planification et la mise en œuvre des opérations sur le terrain, en mettant l'accent sur la coordination des ressources humaines, des équipements, des matériaux, et des étapes de construction. Il vise à définir les procédures et les stratégies opérationnelles essentielles pour assurer le déroulement efficace et sécurisé de l'aménagement du cours d'eau.

CHAPITRE I : Généralités sur les inondations

Introduction:

Evénement récurrents partout dans le monde, les inondations constituent le risque naturel majeur le plus répondu sur le globe, elles font partie du cycle saisonnier.

Malgré les aménagements réalisés et les mesures prises, certaines collectivités restent vulnérables et exposées aux conséquences parfois dramatiques de ces évènements. Il est donc important de continuer à développer des méthodes et des outils d'analyse pour une meilleure prévention des risques d'inondation.

L'objectif principal de ce chapitre est la présentation des notions et concepts fondamentaux liés aux crues et aux inondations ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité.

I .1 Définition de l'inondation:

L'inondation est un phénomène cyclique qui résulte de l'alternance des hautes et basses eaux d'une rivière et qui peut s'étendre sur de vastes espaces géographiques.

Il est possible de définir une inondation comme la submersion rapide ou lente d'une zone habitée qui est généralement hors d'eau. Par conséquent, deux facteurs contribuent au risque d'inondation :

- L'eau qui peut sortir de son lit d'écoulement habituel ;
- L'homme qui s'installe dans l'espace des rivières.

L'importance de l'inondation est basée sur les paramètres suivants :

- La hauteur d'eau ;
- La vitesse du courant ;
- La durée de la crue.

La précipitation, l'état du bassin versant et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur, etc.) déterminent ces paramètres. La présence d'activités humaines peut aggraver ces caractéristiques naturelles. **(Cortes, 2006 ; Merabet, 2006)**
Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : la **vulnérabilité** et **l'aléa.**

I .1.1 Principe et notions des risques d'inondation:

I .1.1.1 L'Aléa:

L'utilisation d'outils sophistiqués et avancés, tels que les modèles hydrodynamiques, pour analyser une inondation est un phénomène naturel extrêmement complexe. La modélisation hydrodynamique est devenue un outil courant dans la gestion des inondations. **(Horritt et Bates, 2002).**

Elle a pour but de prédire numériquement l'évolution des caractéristiques hydrauliques d'une rivière pendant une crue, telles que le débit, les courants, la hauteur de l'eau et les surfaces inondées. Il s'agit d'un outil pédagogique important (création de cartes d'inondations pour l'information des populations : prévention), et/ou prospectif. (**Kreis, 2004**)

Ainsi, l'aléa fait référence à la crue en tant que phénomène physique, naturel et incontrôlable, malgré les conséquences potentielles qu'elle pourrait avoir sur l'environnement

et les activités humaines. Le comportement hydrologique du bassin versant et le fonctionnement hydraulique du réseau hydrographique déterminent l'aléa.

Les principaux paramètres nécessaires pour évaluer l'aléa sont :

- La période de retour des crues ;
- La hauteur et la durée de submersion ;
- La vitesse d'écoulement ;
- La torrentialité du cours d'eau.

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

Ⅰ.1.1.2 Les enjeux:

Sont en fait les domaines affectés par le risque ; les hommes leurs biens, et les milieux dans lesquels ils vivent.

Ⅰ.1.1.3 La vulnérabilité:

La vulnérabilité est généralement considérée comme la mesure des effets d'un aléa, comme le risque d'inondation qui se caractérise par de nombreuses victimes, un coût important de dégâts matériels et des effets sur l'environnement. Après cela, elle est analysée à l'aide d'une approche analytique qui vise à identifier les enjeux, c'est-à-dire les éléments vulnérables, et à évaluer leur perte après une catastrophe. En France, cette méthode traditionnelle est utilisée dans les Plans de Prévention des Risques et consiste à effectuer une évaluation des dommages pour chaque enjeu (incluant des personnes, des biens, des activités et des équipements, ainsi que des milieux naturels) qui est soumis à un aléa. Cependant, la vulnérabilité comprend également les difficultés qu'une société mal préparée rencontre pour réagir à la crise et pour rétablir l'équilibre en cas de sinistre. **(Thouret et D'ercole, 1996)**

Ⅰ. 1. 1. 4 Le risque d'inondation :

Le risque d'inondation peut être défini comme un événement dommageable, doté d'une certaine probabilité, associé à la conjonction de l'aléa inondation et de la vulnérabilité de la société.

Il s'agit d'une contrainte hydrologique potentielle, car l'aléa est caractérisé par des variables en termes d'extension spatiale, de hauteur et de vitesse de l'eau, dépendantes de sa fréquence. La vulnérabilité de la société est également potentielle. La mesure de l'inondation est évaluée en tenant compte des dommages matériels ou tangibles potentiels, ainsi que des dommages non matériels ou intangibles, qui peuvent avoir un impact significatif sur le bien-être des personnes. La notion de vulnérabilité représente la mesure des dommages rapportés en fonction de la gravité de l'aléa. . **(Helga-Jane et Richard, 2004).**

- **Le risque, est une composition d'aléa et de la vulnérabilité**

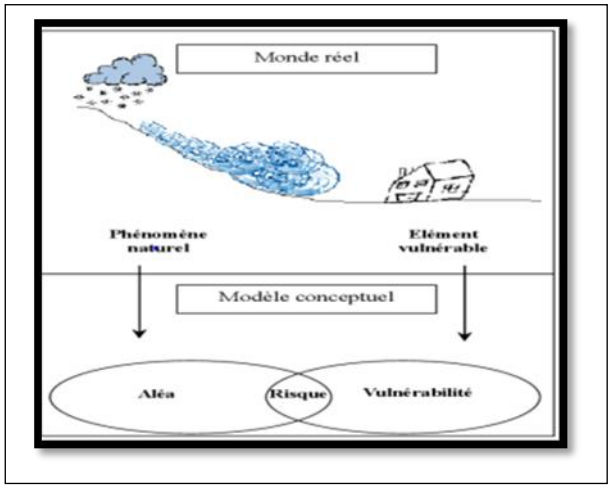


Figure I.1 : Modèle théorique des risques naturels. **(Manche, 2006)**

La plupart des experts proposent l'équation suivante :

Risque = aléa * vulnérabilité

Selon cette formule, un aléa fort avec une vulnérabilité faible, un aléa moyen avec une vulnérabilité moyenne ou un aléa faible et vulnérabilité forte peuvent tous produire un même risque. Il est préférable de définir le risque de manière plus large

Risque = F (aléa*vulnérabilité)

Où la relation F est basée sur les problèmes analysés Les courbes d'iso-risque sont obtenues en représentant l'aléa et la vulnérabilité par deux axes dans un espace plan. **(Dauphiné, 2013).**

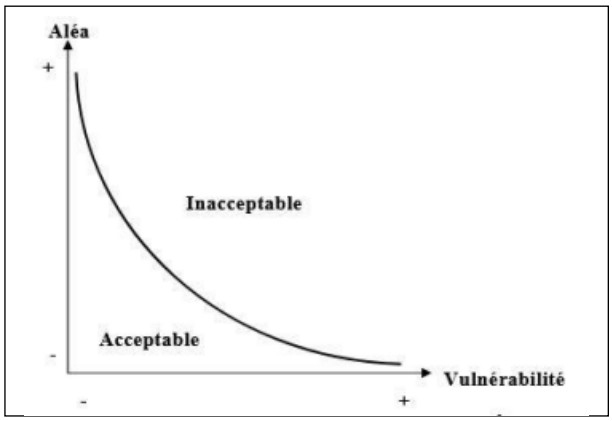


Figure I. 2 : Courbe d'iso risque**. (Dauphiné, 2013)**

Cette courbe représente la limite du produit d'un aléa et d'une vulnérabilité où le risque reste acceptable**.**

I .1.1. 4 .1 Les atteintes aux hommes, au bien et à l'activité :

La population est exposée en raison de sa situation géographique propice aux inondations. Sa mise en danger survient surtout lors de crues rapides ou torrentielles, lorsque les délais d'alerte et d'évacuation sont trop courts ou inexistants. (**http://www.prim.net**).

Le risque d'être importé ou noyé, ainsi que l'isolement sur des ilots dépourvus d'accès, sont deux facteurs qui contribuent au danger. Plus de tiers des personnes touchées par les inondations dans le Sud-est au cours des dix dernières années étaient des conducteurs automobiles qui ont été surpris par la crue..(**http://www.prim.net).**

L'interruption des communications peut entraver, voire empêcher les secours d'intervenir. De plus, les dommages directs aux biens mobiliers et immobiliers sont souvent plus importants que les dommages indirects (perte d'activité, chômage technique etc.). **(http://www.prim.net).**

I .1 .1. 4 .2 Les atteintes à l'environnement :

L'érosion, les déplacements du lit ordinaire, les dépôts de matériaux, etc. causent des dommages au milieu naturel. Les phénomènes d'érosion, de charriage, de suspension de matériaux et d'alluvionnement sont tous impliqués dans l'évolution du milieu naturel, avec des effets positifs et négatifs. **(http://www.prim.net)**

Pour les zones industrielles situées en zone inondable, un risque de pollution et d'accident technologique est à prendre en compte. **(http://www.prim.net).**

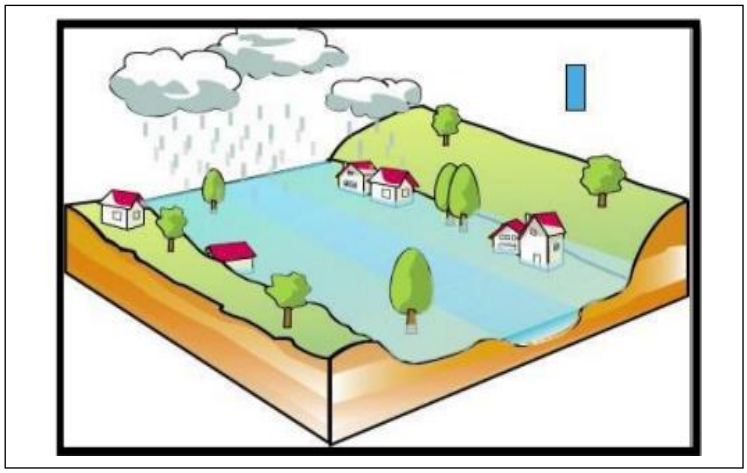
I .1.2 Types d'inondation:

I . 1. 2. 1 Inondation par crue torrentielle :

Les crues torrentielles sont des phénomènes soudains et violents provoqués par des épisodes de pluie intenses et localisés, similaires aux orages convectifs. Les eaux-ruissellent se concentrent rapidement dans le cours d'eau sur tout un bassin versant, souvent moins de 24 heures, provoquant des crues torrentielles violentes et brutales. **(MEDD, 2004 ; DGPC, 2007)**

Les spécialistes retiennent cinq critères pour définir la crue torrentielle:

- La rapidité de la réponse du cours d'eau
- Sa pente
- Le nombre de Froude
- Le transport solide
- Les effets de ces crues.



FigureI.3: inondations par crue torrentielle **(Source : unblog.fr).**

I .1 .2 .2 Inondation par débordement direct:

Les inondations de plaine se produisent sur des bassins versants moyens à grands (supérieurs à 500 km2), où les épisodes pluviaux de longue durée et d'intensité modérée se produisent.

Le sol qui reçoit ces pluies an une faible capacité de ruissellement. Le cours d'eau déborde lorsque la quantité d'eau accumulée dépasse sa capacité, et l'écoulement sort du lit mineur pour occuper les terres avoisinantes. **(Merabet, 2006 ; MEDD, 2004).**

I .1 .2 .3 Inondation par accumulation d'eau ruisselée:

La circulation de l'eau sur les versants en dehors du réseau hydrographique est appelée ruissellement. En raison de sa concentration, les débits des rivières augmentent rapidement, ce qui peut être amplifié par les nappes souterraines. Les inondations par ruissellement sont des phénomènes physiques différents, qu'ils se produisent en milieu rural, périurbain ou urbain.

Cependant, ils sont imprévisibles et difficiles à contrôler en temps de crise en raison de leur rapidité et de leur courte durée. Ces phénomènes locaux intéressent les petits bassins versants. **(MEDD, 2004 ; DGPC, 2007 ; Ledoux, 2006).**

Des pluies exceptionnelles ou des orages violents qui tombent sur un sol dont la capacité d'infiltration et de drainage est insuffisante provoquent ce type d'inondation. **(Ben Amor, 2010 ; Hafiane et Benzaid, 2019).** Cette insuffisance est due essentiellement à facteurs :

- Soit, l'intensité des pluies est supérieure à l'in filtrabilité du sol ;
- Ou bien, le ruissellement se fait sur un sol déjà saturé par une nappe ;
- Quand les réseaux hydrauliques naturels (cours d'eau) ou artificiels (évacuation des eaux pluviales, réseaux d'assainissement) ne peuvent évacuer le surplus d'eau. Le phénomène est amplifié par l'imperméabilisation des sols (bâtiments, routes), qui limite l'infiltration et génère du ruissellement.

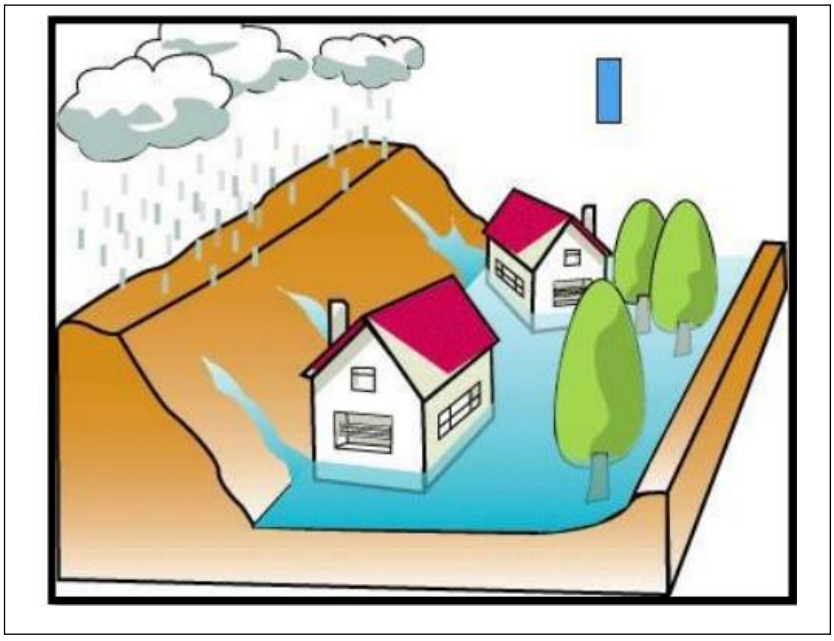


Figure I. 4 : inondation par accumulation d'eau ruisselée **(Source : unblog.fr).**

I .1.2.4 Inondation par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique ou l'embâcle:

Dans les rivières endiguées, l'inondation se produit soudainement soit par un débordement au-dessus de la digue, soit par une fissuration de la digue.

L'inondation qui suit une fissure de digue est un phénomène extrêmement violent et d'autant plus préjudiciable que le site étudié est proche de la digue.

Effectivement, cette rupture entraîne la sortie d'une grande quantité d'eau qui possède une grande puissance destructrice qui anéantit tout le monde à son passage. La prévention d'une catastrophe est encore plus difficile car la rupture d'un bâtiment est difficile à prévoir. Il est envisageable d'augmenter le seuil de risque en cas de rupture ou de dépassement d'un ouvrage de protection dimensionné pour un niveau de crue particulier. **(Boubchir, 2007 ; Ledoux, 2006 ; SPPI, 2004 ; Hafiane et Benzaid, 2019).**

I .1.2.5 Inondation par submersion marine :

Les inondations temporaires augmentent à cause de la croissance démographique, des enjeux dans les zones côtières et des conditions météorologiques (fortes dépressions et vents de mer) et des coefficients de marée élevés. Ils entraînent l'invasion par des eaux salées extrêmement agressives (du fait de l'élévation du niveau de la mer) et parfois l'affaissement causé par le pompage des eaux souterraines dans les deltas, ce qui peut entraîner une baisse du niveau du sol de 1 à 4 cm par an**.(J.-L. Ballais et al.. ,2005).**

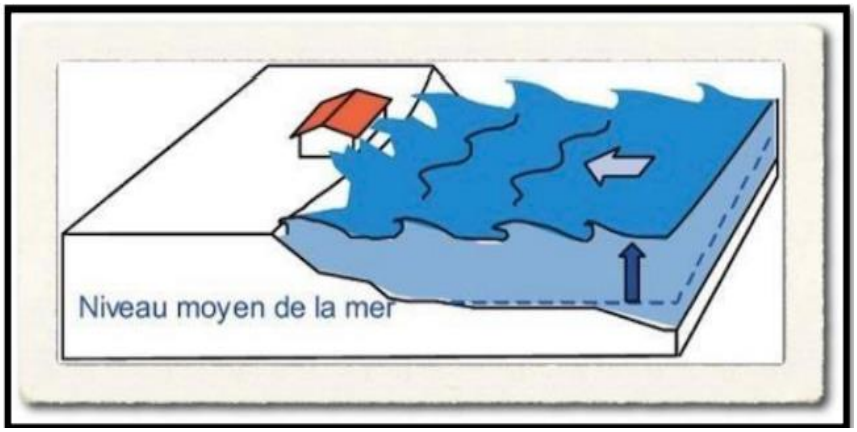


Figure I.5 : Inondations par submersion marine **(Source : unblog.fr).**

I .3 Paramètre influences les inondations:

I .3.1 Facteur anthropiques:

A/ L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables :

La première cause de la détérioration du phénomène sont-elles. En raison de l'augmentation des enjeux, de la vulnérabilité et de l'absence de prévention, la concentration des personnes et l'accumulation des biens dans les zones d'inondation augmentent le risque d'inondation. **(Bachi, 2011).**

B/ L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau :

De nombreux cours d'eau ont subi des modifications localement sans prendre en compte les effets en amont ou en aval. Les aménagements peuvent avoir des conséquences négatives telles que l'augmentation de la vitesse des crues et la détérioration du milieu naturel. **(Talah, 2014).**

C/ L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants :

Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) qui empêche le laminage des crues et la pénétration des eaux favorise le ruissellement, l'écoulement plus rapide et la concentration des eaux. **(Talah, 2014).**

D/ La diminution des champs d'expansion des crues :

L'aménagement urbain ou agricole réduit l'effet naturel d'écrêtement des crues. **(Bachi, 2011).**

Ⅰ.3.2 Facteurs naturels: (pluie, neige)

Les causes naturelles du temps et du climat L'eau du sol est retenue par la pluie ou la neige, absorbée par la végétation ou évaporée. En raison de l'augmentation des lits des rivières, les eaux de ruissellement générées par l'excédent atteignent les cours d'eau et provoquent des crues ou des inondations. Les crues se produisent généralement en automne ou en hiver lorsque la pluie et la fonte de la neige augmentent considérablement la quantité d'eau de ruissellement et que le sol et la végétation ne peuvent pas absorber toute l'eau de ruissellement. **(Talah, 2014).**

Ⅰ.3.3 Nature ET occupation du sol:

Les facteurs naturels du temps et du climat La pluie ou la neige retiennent l'eau du sol, la végétation l'absorbe ou l'évapore. Les eaux de ruissellement générées par l'excédent atteignent les cours d'eau et provoquent des crues ou des inondations en raison de l'augmentation des lits des rivières. Les crues se produisent généralement en automne ou en hiver lorsque la pluie et la fonte de la neige augmentent considérablement la quantité d'eau de ruissellement et que le sol et la végétation ne peuvent pas absorber toute l'eau de ruissellement. **(Ledoux, 2006).**

Ⅰ.4 Définition des crues :

Les crues sont une quantité d'eau "extraordinaire" qui est transportée par un système hydraulique (lacs et cours d'eau) avec ou sans débordement. La notion d'extraordinaire est définie par diverses caractéristiques.

L' hydrogramme graphique d'une crue montre les changements de débit au fil du temps. En d'autres termes, la partie supérieure de cet hydrogramme est connue sous le nom de « crue », tandis que la partie inférieure est connue sous le nom de « décrue ». **(Salomon, 1997).**

Une crue se définit par différents critères tels que :

- sa genèse ;
- sa durée ;
- sa fréquence ;

- son débit de pointe et son volume.

La figure suivante montre un exemple de la crue avec le coefficient de pointe**. (Andre, 1998).**

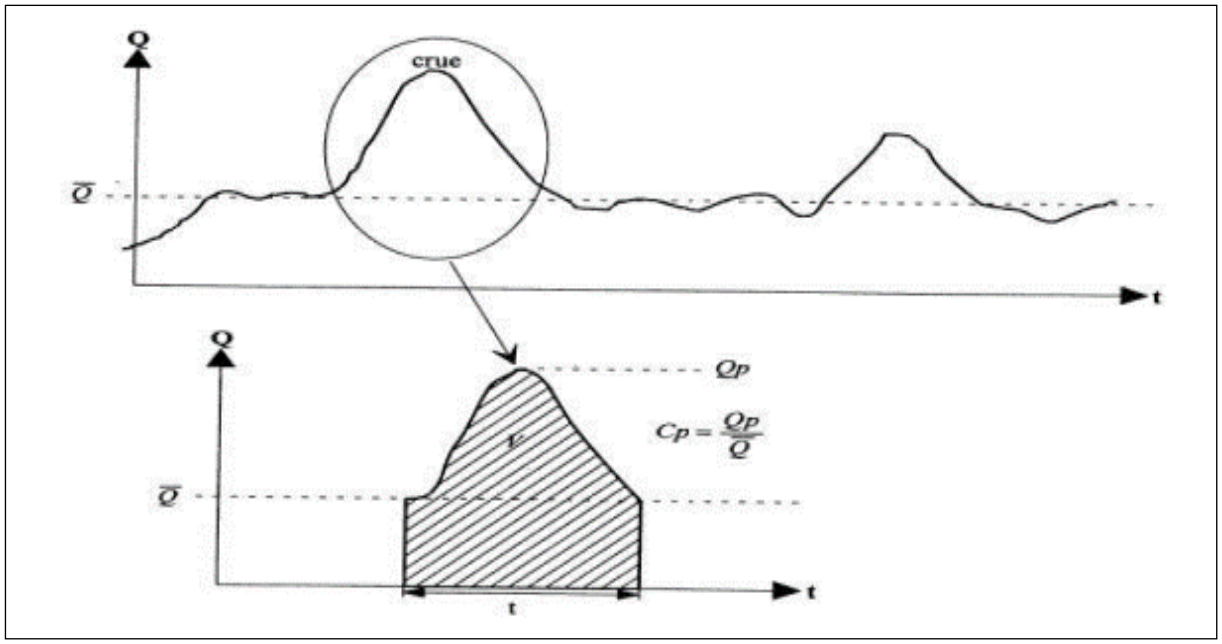


Figure I.6 : Définition de la crue et du coefficient de pointe. **(Andre, 1998).**

On définit alors:

- Le débit moyen de crue Q [m^3 /s] ;
- Le débit maximal de crue ou le débit de pointe Qp [m^3 /s] ;
- Le coefficient de pointe CP (-) ;
- La durée de la crue t [h] (correspondant au temps durant lequel le débit (Ou la hauteur d'eau) dépasse le seuil fixé ;
- Le volume de la crue V équivalent au volume d'eau transité par le système durant toute la durée de la crue (correspondant à l'intégrale de l'hydro-gramme de crue). De plus, selon les circonstances, trois types de crues peuvent se produire en fonction du mode de propagation de l'onde de crue, en fonction des dimensions des précipitations (étendue, intensité et durée).
    - Les crues simples (pluies intenses de courte durée affectant généralement l'ensemble du bassin) ;
    - Les crues multiples (précipitations se succédant à un intervalle de temps inférieur au temps de réponse le plus long du bassin, ou pluies de longue durée) ;
    - Les crues complexes, juxtaposant les deux types de crues précédents.

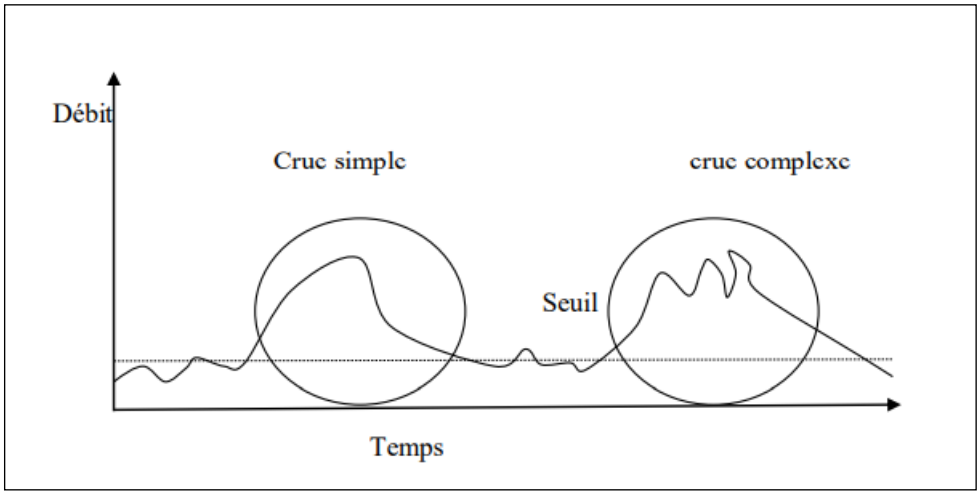


Figure I.7: crue simple et crue complexe

I .4.1 Éléments descriptif d'une crue:

Une crue est décrite par quatre éléments (voir la Figure I.8), qui sont :

- Temps de concentration : temps que la goutte d'eau prend pour atteindre l'exutoire du point le plus éloigné du bassin.
- La force de la crue et la période critique sont les caractéristiques de la pointe de la crue.
- Courbe de tarissement : retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- Fréquence de retour : une crue centennale a, chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

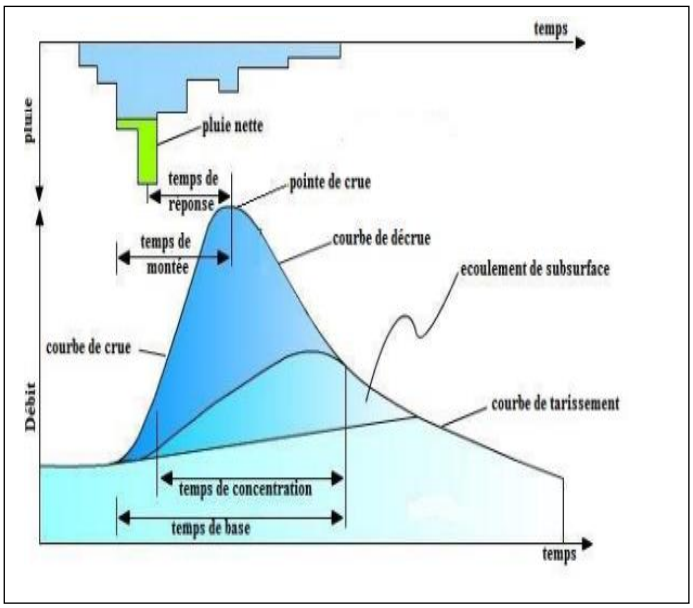


Figure I.8 : Eléments descriptif d'une crue. **(Amor, 2010)**

Ⅰ.5 Problématique des inondations en Algérie:

Les crues et les inondations sont courantes en Algérie, ce qui entrave les activités et entrave le progrès économique et social.

Ces catastrophes naturelles menacent fréquemment plusieurs régions de notre pays, souvent aggravées par d'autres facteurs qui aggravent les effets des crues, tels que l'urbanisation anarchique provoquée par l'occupation des zones inondables et la défaillance des réseaux d'eaux pluviales. En conséquence, les inondations graves ne sont pas toujours liées à des conditions météorologiques exceptionnelles car elles se produisent généralement pendant les pluies ordinaires et saisonnières.

La minimisation des dommages causés par les catastrophes nécessite d'abord une compréhension des zones à risque ainsi que des facteurs qui favorisent et amplifient ces événements. Une carte des zones inondables serait un outil utile pour les décideurs et les planificateurs lors de la création d'une stratégie de lutte et de prévention des inondations.

L'ANRH a produit un inventaire exhaustif des inondations en Algérie au cours des quarante dernières années. Cet inventaire distingue les inondations causées par des pluies exceptionnelles qui affectent plusieurs wilayas, comme les inondations catastrophiques de mars 1973 et décembre 1984 dans tout l'Est algérien, des inondations causées par des orages locaux de forte intensité qui affectent principalement certaines agglomérations et villes qui ont été rendues plus vulnérables par la propagation des constructions anarchiques..

En général, les causes des inondations en Algérie peuvent être classées en trois catégories:

- raisons causées par des conditions météorologiques exceptionnelles.
- causes causées par des facteurs liés à l'influence humaine.
- Causes qui se produisent dans des endroits avec une topographie particulière. Ces inondations en fonction de la nature des crues, de leur durée et de leur étendue. Il existe deux types :
- Les inondations causées par des pluies abondantes..
- Les inondations provoquées par de fortes pluies..

Ⅰ.6 Les inondations dans la zone d'étude:

La région d'étude dispose d'un important réseau hydrographique qui inclut plusieurs rivières, dont l'oued SIGUS. En cas de fortes précipitations ou de débordements de ce cours d'eau, ce réseau peut être la cause de certaines inondations dans la région. Les zones basses et les plaines le long de ce cours d'eau sont généralement les zones les plus vulnérables aux inondations.

Les autorités locales ont pris des mesures pour améliorer la gestion des eaux et la protection des berges afin de prévenir les inondations et de réduire les risques pour les populations locales.

Néanmoins, malgré les mesures de prévention mises en place, les zones vulnérables de la Wilaya d'Oum El Bouaghi restent vulnérables aux inondations. Les résidents de la région doivent donc être attentifs et suivre les alertes météorologiques et les instructions données par les autorités locales en cas de fortes pluies ou d'inondations.

Il est possible qu'Oued SIGUS subisse une crue comme celle de 2003 et 2009. La lame d'eau an atteint 2,5 mètres de hauteur et an inondé en partie l'agglomération principale de la ville de SIGUS, endommageant un pont. De plus, Les côtes ont été érodées par la crue qui an élargi le lit de l'oued.

Conclusion:

Bien qu'une inondation puisse être prévisible en termes d'intensité, il est difficile de prédire quand elle aura lieu. L'un des nombreux facteurs qui ont un impact sur la formation des inondations est la pluie. En conséquence, la prévision des inondations dépend principalement d'une surveillance des précipitations régulière.

Par conséquent, l'inondation est considérée comme une catastrophe climatique majeure. Il est souvent appelé risque naturel et a des conséquences importantes pour les pays développés et en développement (pertes humaines, sociales, économiques et environnementales), bien qu'il ait un impact différent pour chaque pays.

Enfin, la gestion de la problématique des inondations est particulièrement difficile et nécessite l'implication de plusieurs disciplines pour déterminer les différents facteurs contribuant à leur formation ainsi que les solutions appropriées.

Chapitre II : *Présentation et topographie de la zone d'étude*

Introduction:

Avant de commencer n'importe quel projet, il est crucial de bien comprendre la zone d'étude. Cela nous permettra d'obtenir le plus de données possible, d'obtenir des informations géographiques et physiographiques, ainsi que des connaissances nécessaires pour comprendre les mécanismes hydrologiques. En effet, les caractéristiques lithologiques d'un bassin versant, telles que son altitude, sa pente et sa forme, indiquent le type de réponse hydrologique qu'il a.

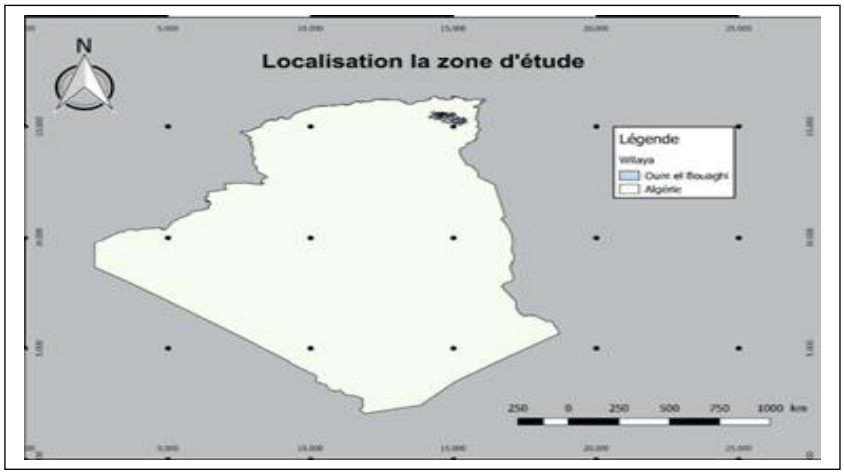
Ⅱ.1 Présentation de la zone d'étude:

Ⅱ.1.1 Présentation de la wilaya d'Oum El Bouaghi :

La wilaya d'Oum El Bouaghi est une subdivision administrative de l'Algérie. Elle est située dans la région est du pays, plus précisément dans le nord des montagnes de l'Aurès. La wilaya d'Oum El Bouaghi est entourée par les wilayas :

- Au nord, elle est limitrophe de la wilaya de Sétif.
- A l'est-elle partage une frontière avec la wilaya de khenchela.
- Elle est bordée par la wilaya de Tébessa.
- Au sud-ouest, elle est voisine de la wilaya de Batna.
- A l'ouest elle est limitrophe à la wilaya de Constantine.

Sous une superficie totale d'environ 4186 Km^2



FigureII.1 : carte de la situation géographique de la wilaya d'Oum El bouaghi

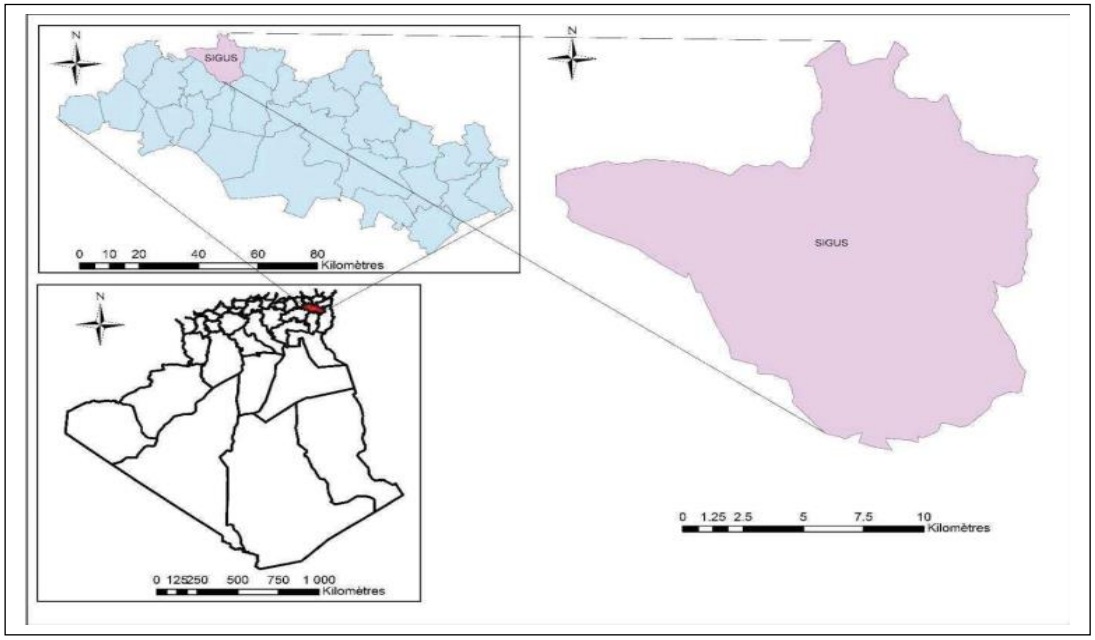
Ⅱ.1.2 Présentation de la ville de Sigus:

Sigus est une commune de la wilaya d'Oum El Bouaghi en Algérie. Elle est située dans la partie nord-est du pays, dans la région des Aurès. La commune de Sigus s'étend sur une superficie de 267,67 km². Elle se situe environ 12 Km au nord-ouest de la ville de F'Kirina et à environ 16 km au sud-est de la ville de Aïn Beïda.

La ville de Sigus est délimitée comme suit :

- Au nord : par la commune de Aïn Beïda.

- Au sud : par la commune de F'Kirina.
- A l'est : par la commune de Ouled Gacem.
- A l'ouest : par la commune de Bir Chouhada.
- Sa spécificité réside dans sa situation géographique entre deux montagnes a l'aval d'un réseau hydrographique dense. La ville est traversée, au centre, par le cours d'eau principal de ce réseau. (figure Ⅱ.2).



FigureII.2 : la situation géographique de la ville de Sigus

Coordonnées géographiques de la ville de Sigus sont approximativement les suivantes :

Latitude : 35.8991° N.
Longitude : 6.6441° E.

Ⅱ.1.3 Climatologie:

L'étude de la climatologie est cruciale car elle nous permet de mieux comprendre le phénomène hydrologique en comprenant la pluviométrie, les températures, le vent, les jours de sirocco (vent très chaud et très sec, chargé de poussières) et le gel.

Ⅱ.1.3.1 Climat :

De par sa position géographique, Sigus possède un climat continental semi-aride, qui signifie qu'il est chaud et sec en été et froid et pluvieux en hiver, avec des périodes d'automne et de printemps courtes. Il y an une irrégularité annuelle de la pluie, également connue sous le nom de pluie torrentielle.

- 8 heures de gel par jour en hiver.
- Pendant la période chaude de l'année, il y an une forte aridité.

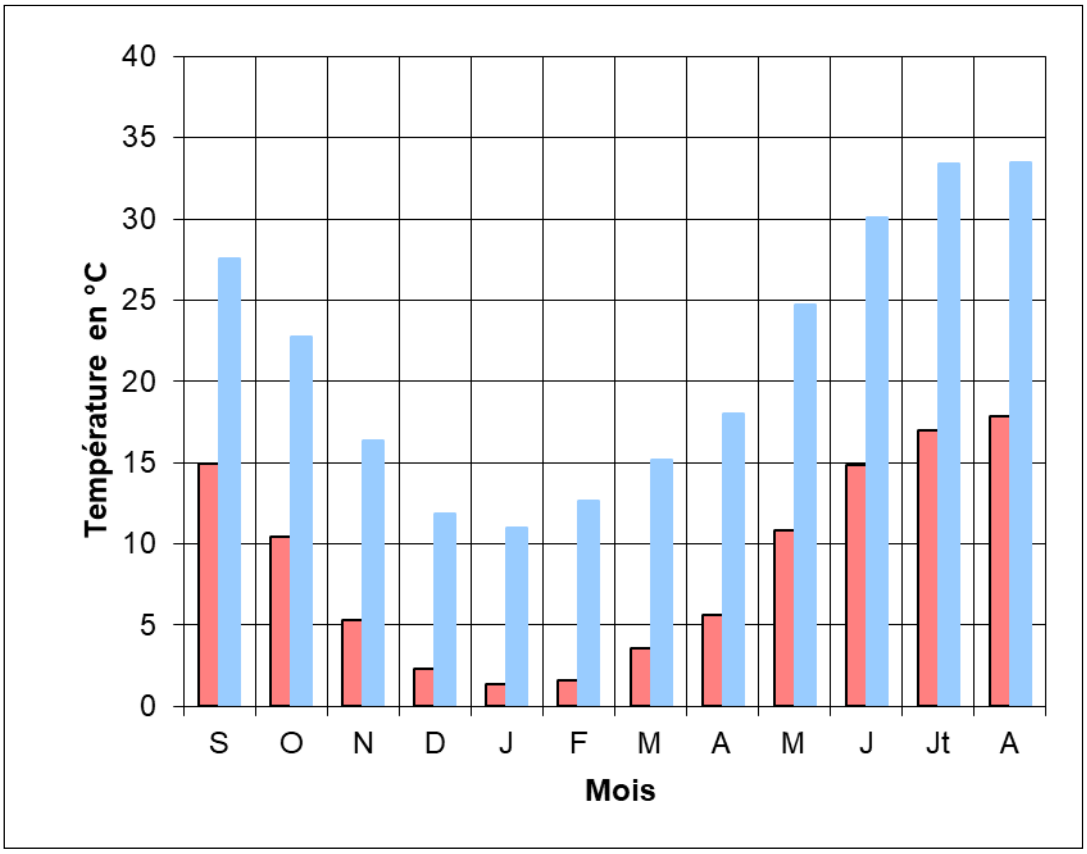
Ⅱ.1.3.2 Température:

Les températures les plus élevées sont provoquées par le sirocco, un vent chaud et sec accompagné d'une faible humidité. Les températures moyennes mensuelles pour 15 ans sont indiquées dans le tableau II.1.

Tableau Ⅱ.1 : Températures maximales et minimales

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JT	A	Moy
T_{min} (°C)	14.94	10.44	5.35	2.35	1.36	1.57	3.60	5.65	10.81	14.86	17.01	17.83	8.81
T_{max} (°C)	27.55	22.73	16.33	11.83	10.98	12.62	15.18	17.98	24.71	30.09	33.40	33.45	21.40

(Source : Centre météorologique O.E.B)



FigureII.3 : La distribution des températures moyennes mensuelles à Oum El Boughi

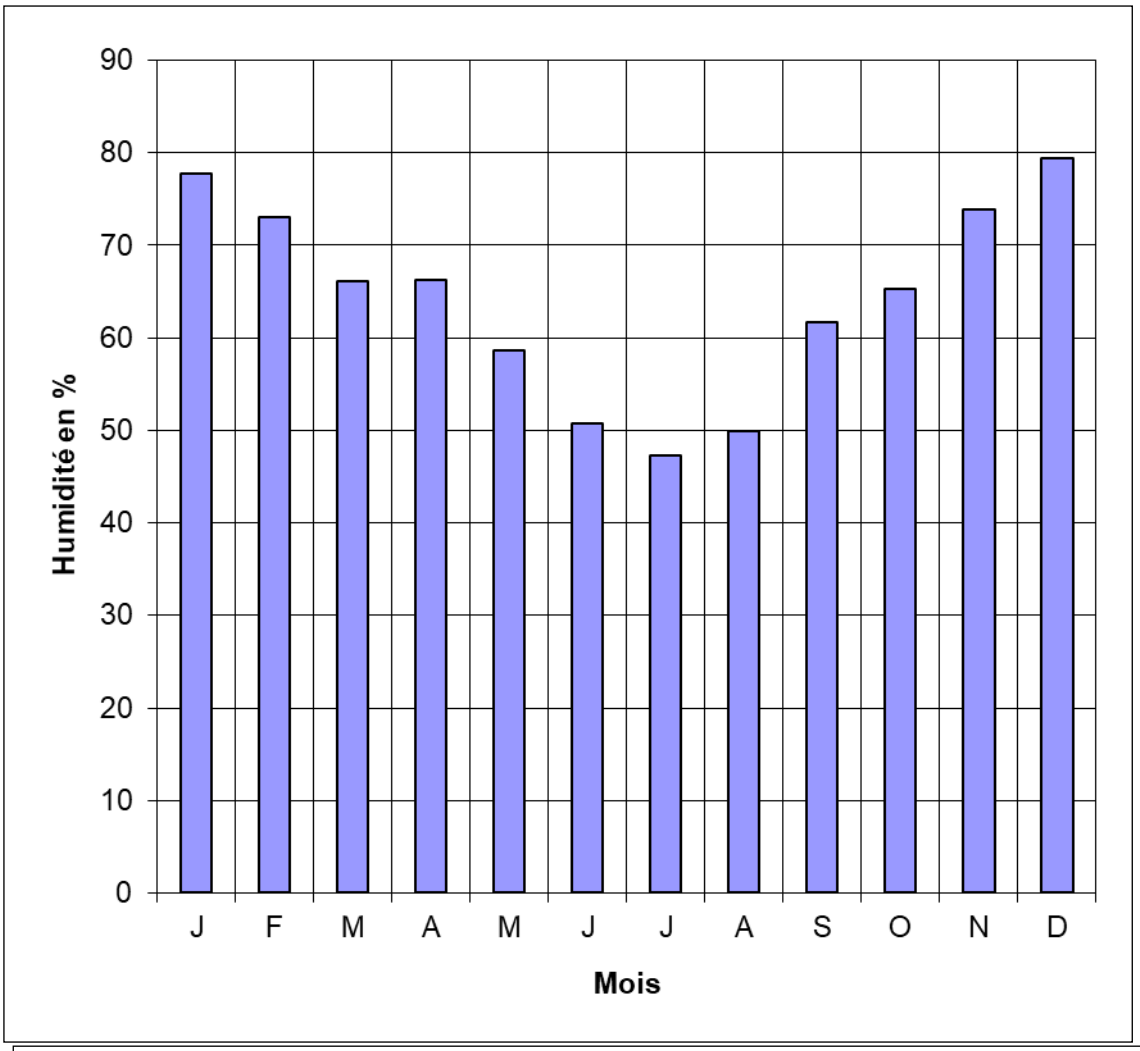
Ⅱ.1.3.3 Humidité:

L'humidité est représentée dans le tableau Ⅱ.2 suivant :

Tableau Ⅱ.2: Humidité moyenne mensuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Humidité (%)	77.8	73.06	66.05	66.3	58.59	50.7	47.23	49.96	61.71	65.31	73.9	79.46	64

(Source : Centre météorologique O.E.B)



FigureII.4 : distribution mensuelle de l'humidité moyenne à Oum El Bouaghi

Ⅱ.1.3.4 Les vents dominants:

En été (principalement en juillet, août et septembre), ils tournent vers le sud-ouest, et en hiver, où ils sont froids et secs, ils tournent vers le nord-ouest. Leur variabilité augmente à la fin de l'automne et au début du printemps. **(KAF Asma. ,2015)**

Ⅱ.1.3.5 Ensoleillement:

L'ensoleillement moyen de la wilaya d'Oum El Bouaghi est représenté dans le tableau Ⅱ.3.

Tableau Ⅱ.3 : Insolation mensuelles de la wilaya d'Oum El Bouaghi

Mois	J	F	M	A	M	J	JT	A	S	O	N	D
L'ensoleillement	161.3	182.35	237.2	244.25	275	293.55	337.75	298.7	243.2	227.35	175.1	152.15

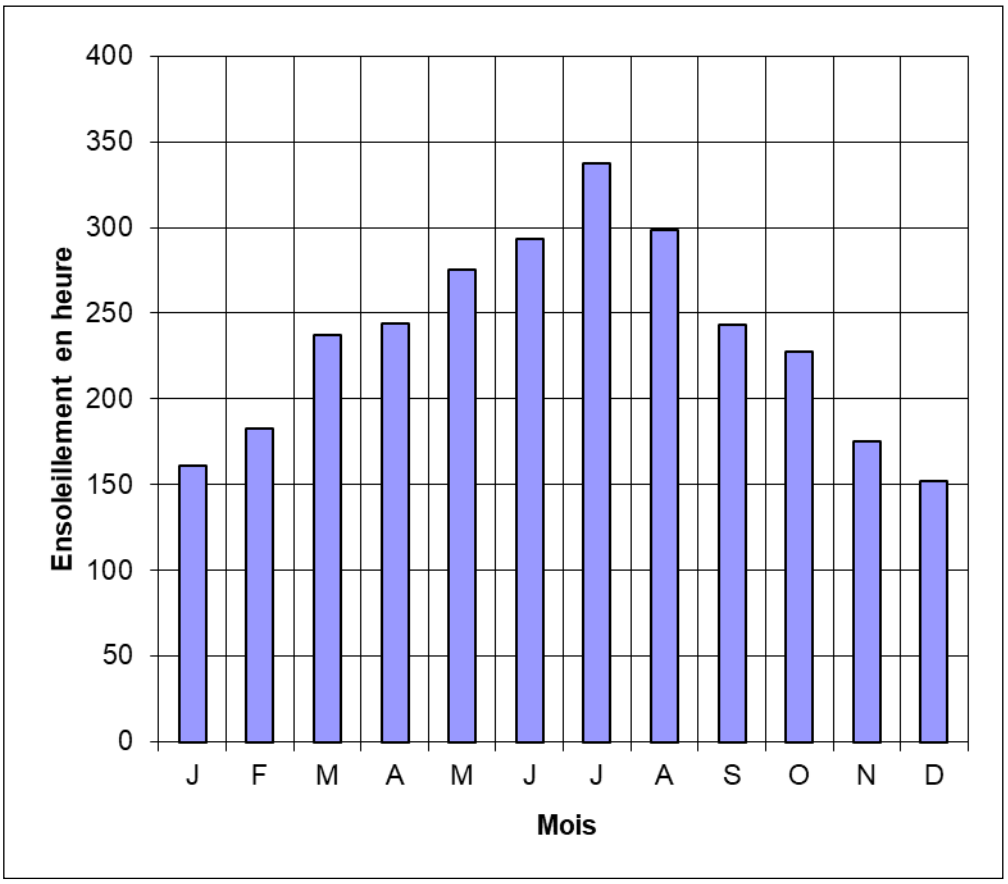


Figure II.5 : insolation mensuelle de la wilaya d'Oum El Bouaghi

Ⅱ.2 Géomorphologie:

Ⅱ.2.1 Topographie ET relief:

Sigus est une ville montagneuse située sur la rive gauche d'Oued Sigus. Il s'agit d'une ville coloniale construite sur les restes d'une ville romaine. L'évolution de l'Oued Sigus, qui est le principal exutoire des eaux, est la principale cause des formes de relief actuelles.

Les principales montagnes de Sigus sont:

- Au Nord-Ouest : Djebel KHEMSA culmine à 1093 m d'altitude.
- A l'Ouest: Djebel FORTASS d'une altitude 1477 m.
- Au Sud-Ouest : Djebel BABA AHMED.
- Au Sud : Djebel LOUSSALIT d'une altitude 965 m et Djebel HIRECH 1080 m d'altitude.
- A l'Est : Djebel FORTASS OULED AZIZ avec 1112 m d'altitude

- Au Nord Est: Djebel FOUM EL ALIK d'une altitude de 1970 m et Djebel AMAR de 1278 m d'altitude.

Des plaines destinées à l'agriculture entourent ces massifs isolés.

Des zones plates (les pleines) se trouvent autour de ces reliefs montagneux isolés, dont l'altitude moyenne est d'environ 870 mètres et ont une topographie inclinée avec des pentes faibles allant de 0 à 3 %.

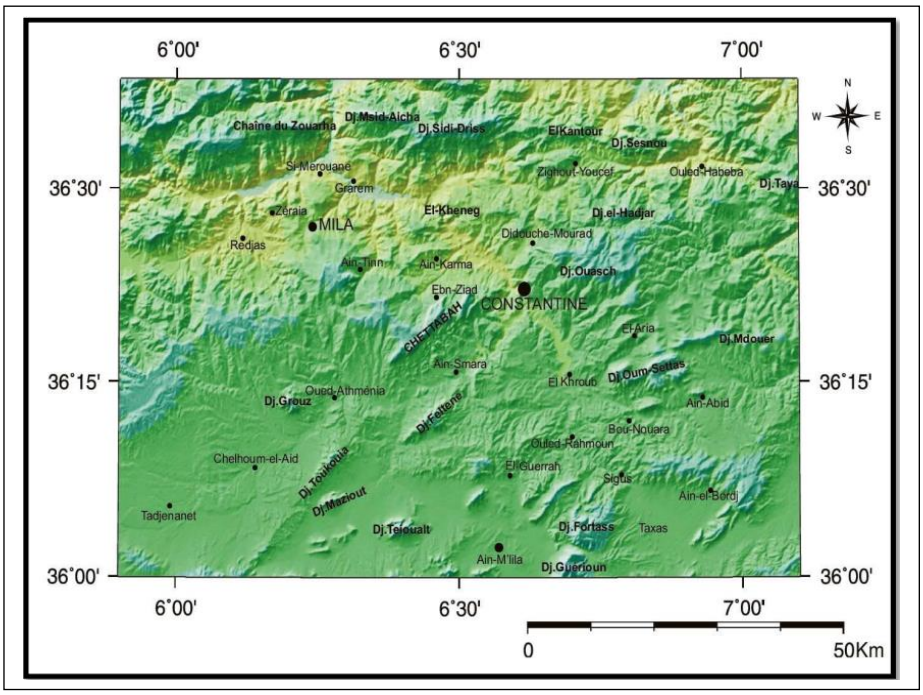


Figure II.6 : les reliefs de la région de Sigus

Ⅱ.2.2 Géologie:

Le processus d'écoulement est fortement influencé par les formations du sol supérieures et inférieures. C'est le domaine spatial des échanges entre le débit à l'exutoire d'un bassin versant et la surface du sol.

Sur le plan géologique, Sigus se trouve dans la chaîne montagneuse de l'Atlas dans la région des monts Zibans. Les structures géologiques plissées et chevauchantes caractérisent cette zone.

La zone d'étude est caractérisée par une succession de différentes formations géologiques qui se sont déposées au fil du temps sur le plan stratigraphique.

La formation alluviale récente représente les dépôts les plus récents le long de l'oued Sigus. Il s'agit de sédiments fluviatiles comme du gravier, du sable et de l'argile qui ont été déposés par l'activité des cours d'eau actuels.

Les terrasses alluviales sont des témoins de niveaux de sédiments plus anciens, qui ont été établis lorsque l'oued Sigus était plus élevé. Ils sont constitués de graviers, de sables et d'argiles qui ont été déposés lors des phases antérieures d'incision et de remplissage du cours d'eau.

Le Plio-Quaternaire représente des dépôts plus anciens datant du Pliocène et du Quaternaire. Elle est constituée de sables, d'argiles et de graviers provenant de diverses sources, telles que les roches volcaniques et les formations sédimentaires locales.

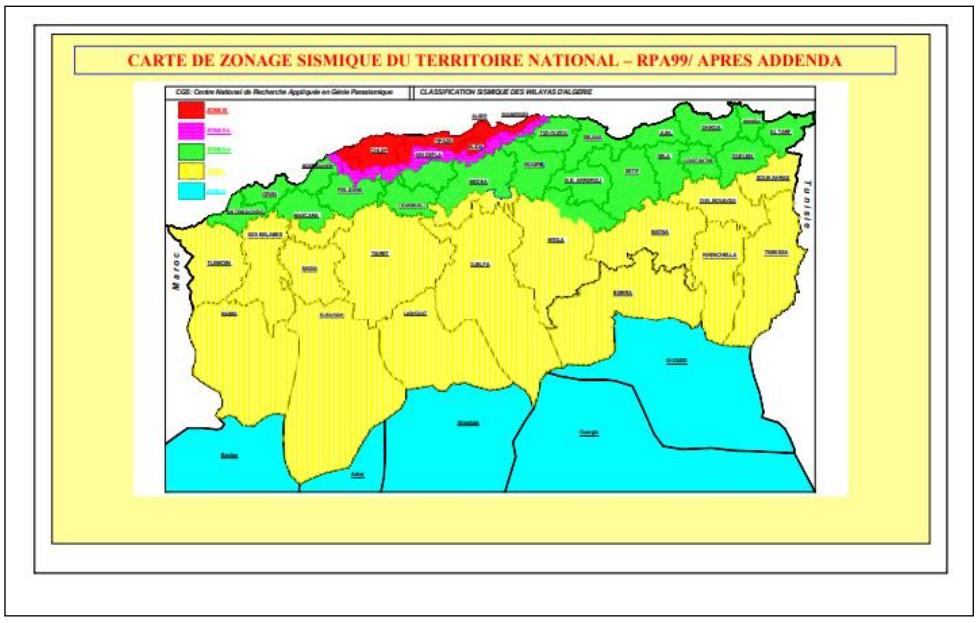
La formation du Miocène se trouve dans certaines régions de la wilaya d'Oum El Bouaghi, mais elle peut ne pas être directement liée à l'oued Sigus. Elle est composée de roches sédimentaires plus anciennes, telles que le grès, l'argile et le calcaire, qui ont été formées pendant le Miocène.

Des formations sédimentaires comme le grès, le calcaire, l'argile et les schistes peuvent être trouvés dans la région de Sigus. Ces roches ont été formées au fil du temps par l'accumulation de sédiments dans des environnements marins, lacustres ou fluviatiles.

Ⅱ.3 Sismicité de la zone d'étude:

La géologie de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasienne en mouvement compressif permanent sont la principale cause de l'activité sismique en Algérie. En Algérie, le niveau de risque sismique considéré comme acceptable a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans les règles parasismiques (RPA), en prenant en compte deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Selon le règlement parasismique de l'Algérie Située dans la Wilaya d'Oum El bouaghi, cette dernière est classée en zone parasismique selon le règlement parasismique algérien (I). Le règlement parasismique algérien (RPA 99/2003) a classé notre livre selon le groupe d'usage (2).Le coefficient d'accélération de zone est égal à 0.10 et l'accélération retenue est de $\mathbf{A_g = 0.10g}$



FigureII.7 : Carte de zonage sismique du territoire national

Ⅱ.4 Hydrographie:

En termes d'hydrographie, le réseau est principalement composé de l'Oued Sigus, de l'Oued El M'Kadema et de l'Oued Bou Sellam, ainsi que d'autres affluents locaux. Sigus possède un Oued important qui traverse la ville. Le cours d'eau principal est de Sud-Est vers Nord-Ouest.

OUED Pendant l'année 2009, une crue a déjà frappé Sigus, causant des dommages importants aux maisons et aux infrastructures existantes sur les rives de l'oued. La lame d'eau an atteint une hauteur de 2,3 mètres. La rive droite est touchée par l'érosion en raison de la crue qui an érodé les berges et élargi le lit de l'oued.

Ⅱ.5 Description de L'Oued Sigus :

Oued Sigus qui traverse la ville de Sigus à une superficie très importante du bassin versant et cela détermine les débits de crues exceptionnels, Oued Sigus a une longueur totale (par le talweg) de 5 km environ, y compris un tronçon de l'oued d'une longueur de 2,35 km dans la limite de la ville Sigus.

- La route RN 10 passe parallèlement de l'oued.
- Les côtes du lit sont : 779,0 m NGA au début et 746, 9 m NGA à la fin.
- La chute de l'oued est de 32,10 m, la pente moyenne est de 0,0067 (6,7 m sur/km).
- La largeur du fond du lit mineur de l'oued varie entre 2 et 4 mètres ;
- Le lit mineur se trouve dans une profondeur environ 0,5 m plus bas du fond de la vallée.

Sur le tronçon juste en amont du début d'un canal de section trapézoïdale, la profondeur du lit de l'oued est 2,5 m, la rive droite est touchée par l'érosion.

Conclusion:

Le chapitre traite de la situation de Sigus, de sa topographie et de son climat.La phase la plus cruciale est celle-ci.Elle est basée sur la collecte d'informations brutes et la vérification de la fiabilité de la prise de décision.

Le chapitre aborde la situation, la topographie et le climat de Sigus.C'est la phase la plus importante.Elle est basée sur la collecte d'informations brutes et la vérification de la fiabilité des décisions..

Chapitre III : *Etude hydrologique*

Introduction :

Des précipitations et des inondations désastreuses affectent considérablement la croissance économique et sociale de l'Algérie.

Ces catastrophes hydrologiques menacent fréquemment plusieurs régions du pays, souvent amplifiées par une urbanisation anarchique qui entraîne l'occupation des terres inondées.

Les risques d'inondation sont le résultat de l'interaction complexe de plusieurs facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

Selon l'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment touchées par la furie des eaux des oueds en crue sur la plupart des bassins versants algériens.

L'objectif principal de cette étude est d'aménager Oued Sigus pour protéger Sigus Cité des inondations et des risques de crues.

Ⅲ.2 Caractéristiques physiques du bassin versant :

Ⅲ.2.1 Définition du bassin versant :

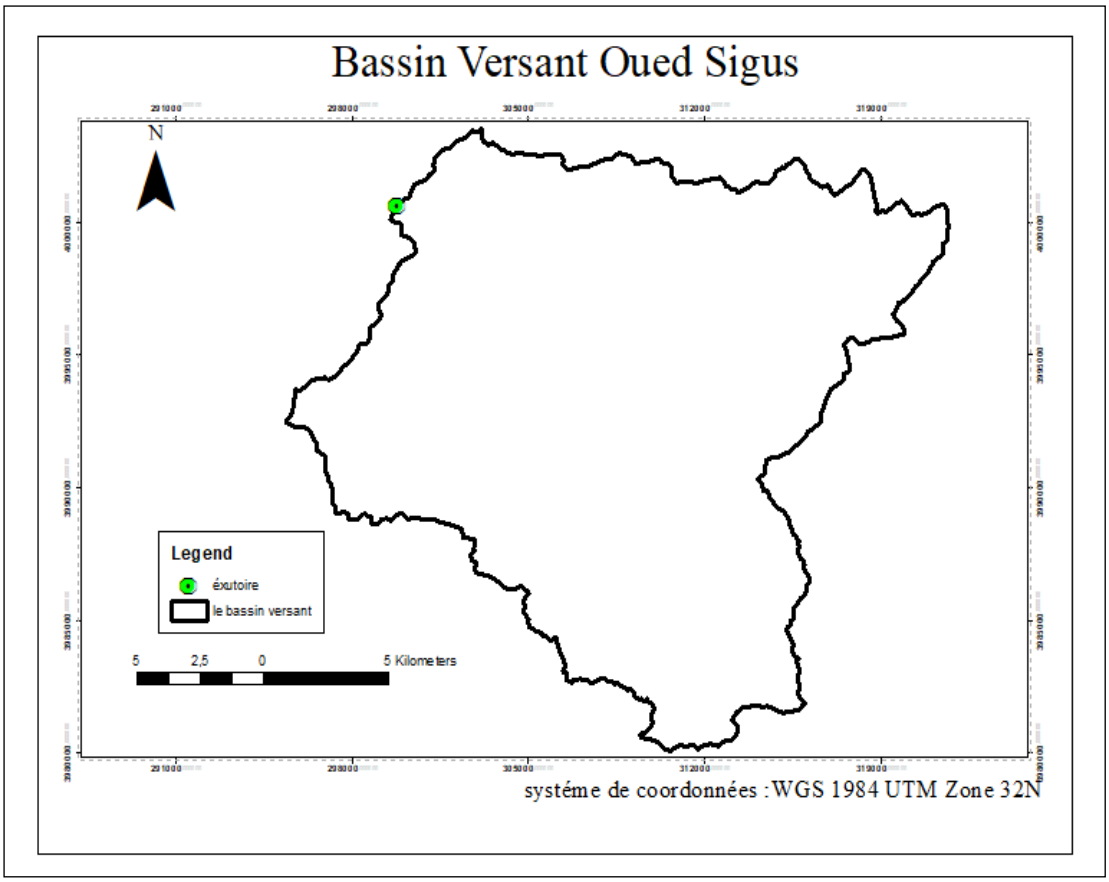
La surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont d'une section de mesure est appelée bassin versant au droit de cette section. Tous les écoulements qui se forment à l'intérieur de cette surface topographique se déplacent vers l'aval en traversant la section de mesure.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. La limite est indiquée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire et en passant par les crêtes, on trace des segments à main levée perpendiculaires aux courbes de niveau. S'approchant de l'exutoire automatiquement. Les facteurs du bassin versant (forme, altitude, pente, relief, etc.) ont un impact sur les différents écoulements.

Ⅲ.2.2 Délimitation du bassin versant :

Le bassin versant présente un contour qui suit la ligne conventionnelle de partage des eaux et dont la totalité de sa surface est drainée par le cours d'eau principal.

La figure Ⅲ.1 représente la délimitation du bassin versant d'oued Sigus, ce dernier est constitué par un Oued principal qui est oued Sigus, a un exutoire qui se détermine avec les coordonnes X=36°7'46'' Y=6°46'30''



FigureIII.1 : délimitation du bassin versant d'Oued Sigus

Ⅲ.2.3 Morphométrie:

Les différents comportements du régime hydrologique sont fortement déterminés par les caractéristiques morphologiques d'une région ou plus précisément d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique.

Ⅲ.2.3.1 La surface:

Le paramètre le plus important est la surface topographique. Il permet de réguler la gravité de divers événements hydrologiques tels que les apports solides et liquides, l'âme d'eau ruisselée et l'âme d'eau infiltrée.

Sr= 332.991 Km^2

Ⅲ.2.3.2 Le périmètre:

Le rayon correspond à la frontière extérieure du bassin. Chaque bassin réagit différemment aux précipitations. Ces caractéristiques hydrologiques sont influencées par le climat et son propre milieu physique.

Pr=125.998 km

Ⅲ.2.3.3 La longueur du talweg principale:

La longueur du thalweg principal à pour valeur :

Lcp= 25.23 km

Le logiciel Arc GIS a été utilisé pour déterminer ces paramètres. Par la projection topographique du plant sur une image SRTM du site www.USGS.gov.

Ⅲ.2.3.4 Caractéristiques de forme:

La forme du bassin versant an un impact significatif sur l'écoulement global, en particulier sur le temps de renouvellement du bassin versant. C'est la configuration géométrique qui est projetée sur une surface horizontale. Même dans les mêmes conditions météorologiques, un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé.

Ⅲ.2.3.4.1 Indice de compacité de Horton (KH) :

Le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal est représenté par l'indice de compacité de Horton. Il est calculé en utilisant la relation:

$$K_H = \frac{A}{L^2}$$

Avec : K_H : HARTON Indice de compacité ;

A : surface complète du bassin de drainage (km^2) ;

L : La distance du cours d'eau principal (km).

Afin de :

$K_H < 1$ bassin allongé

$K_H > 1$ bassin ramassée

K_H=0.52 alors le bassin est de forme allongé

Ⅲ.2.3.4.2 Indice de compacité de Gravelus :

L'indice de Gravelus « Kc » est également connu sous le nom d'indice de forme. Cet indice exprime l'allongement des bassins versants et caractérise la forme du bassin.

$$K_C = 0.28 \times \frac{P_{bv}}{\sqrt{S_{bv}}}$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant (Km).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

Si : Kc = 1 : le bassin est ramassé.

Si : Kc> 1: le bassin est allongé.

Alors notre bassin est : allongé

K_C=1.93 alors le bassin est allongé

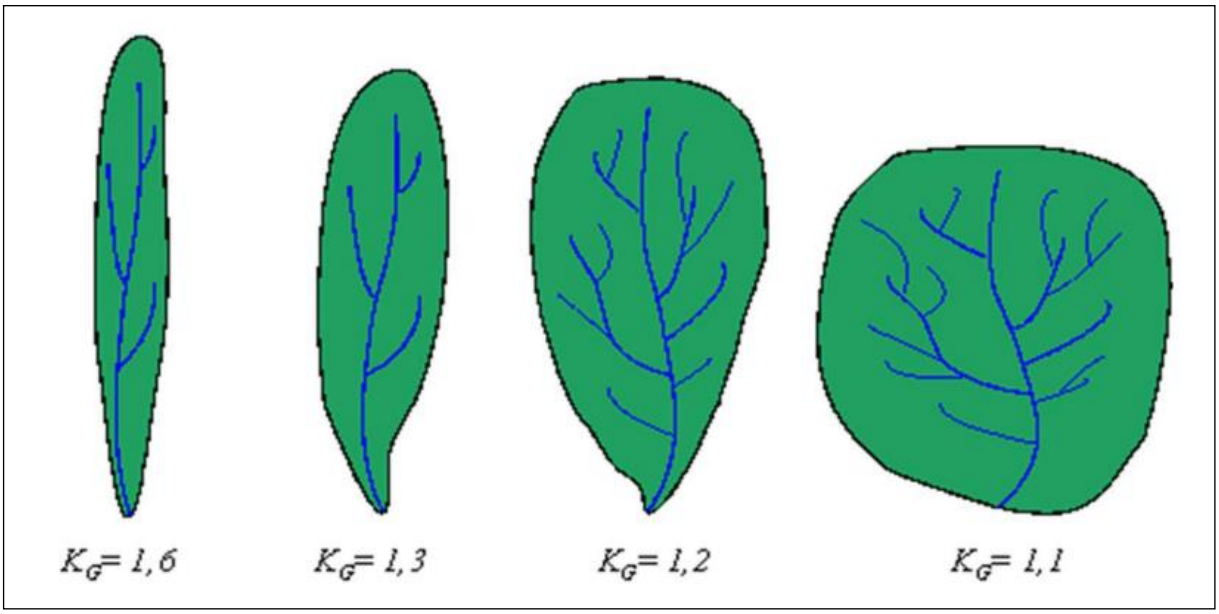


Figure III.2 : diverses variétés de BV basées sur le coefficient de Gravélius (Kc).

Plus le Kc est élevé, plus le bassin versant est large, ce qui signifie que le temps qu'il faut pour qu'une goutte d'eau atteigne le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour atteindre l'exutoire est plus long, ce qui entraînera une crue moins violente. L'indice de compacité est donc proportionnel au temps de concentration Tc.

Ⅲ.2.3.4.3 Rectangle équivalent:

On suppose que l'écoulement dans un bassin versant particulier est identique à celui d'un rectangle de même surface, avec le même indice de Gravélius, la même distribution hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation et la même densité de drainage.

Les formules suivantes peuvent être utilisées pour déterminer la longueur et la largeur du rectangle équivalent :

Ⅲ.2.3.4.3.1 Longueur du rectangle équivalent:

$$L = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1.12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2}\right)$$

L=57.115 Km

Ⅲ.2.3.4.3.2 Largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1.12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2}\right)$$

Avec :

K_c : indice de compacité de Gravélius.

S : la surface du bassin versant.

l=5.842

Ⅲ.2.3.4.3.3 Coefficient d'allongement :

$$C_a = \frac{l_{cp}}{S}$$

Avec :

L_{cp} : Le talweg principal mesure en (Km).;

S : La surface du bassin versant (Km^2).

C_a=0.075

Tableau Ⅲ.1 : Les paramètres hydro morpho métriques du bassin versant de Sigus :

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	Km^2	333.701
Périmètre	P	Km	126.02
Indice de compacité de Gravélius	K_c	/	1.93
Longueur du thalweg principal	L_{pc}	Km	25.23
Coefficient d'allongement	C_a	/	0.075
Indice de compacité de Horton	K_h	/	0.52
Longueur Rectangle équivalent	L	Km	57.115
Largeur Rectangle équivalent	l	Km	5.842

Ⅲ.2.4 Le relief:

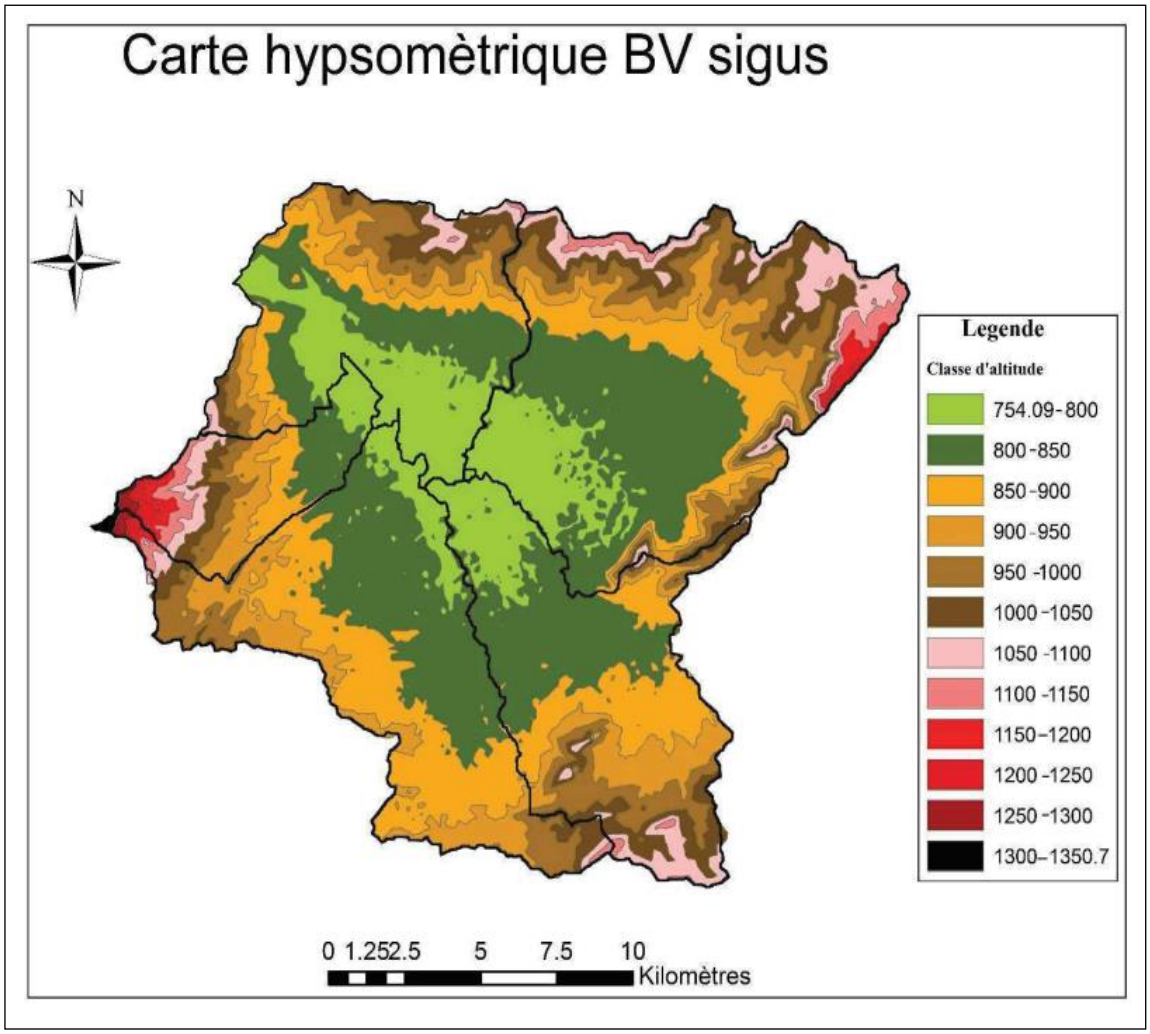
La forte variation verticale d'une surface solide an un impact significatif sur l'écoulement car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. La courbe hypsométrique et les courbes de niveaux représentent le relief.

Ⅲ.2.4.1 Les courbes hypsométriques:

La courbe hypsométrique donne une représentation approximative de la pente du bassin, donc du relief. La répartition de la surface du sous bassin en fonction de son altitude est illustrée par cette courbe. La surface (ou le pourcentage de surface) du sous-bassin situé au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en abscisse est présentée. Elle représente ainsi la superficie du sous bassin ou le pourcentage de la superficie au-delà d'une altitude spécifique.

Les courbes hypsométriques continuent d'être un outil utile pour comparer plusieurs sous-bassins entre eux ou les différentes parties d'un seul sous bassin.

De plus, ils peuvent être utilisés pour calculer la quantité moyenne de pluie dans un bassin versant et fournir des informations sur le comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

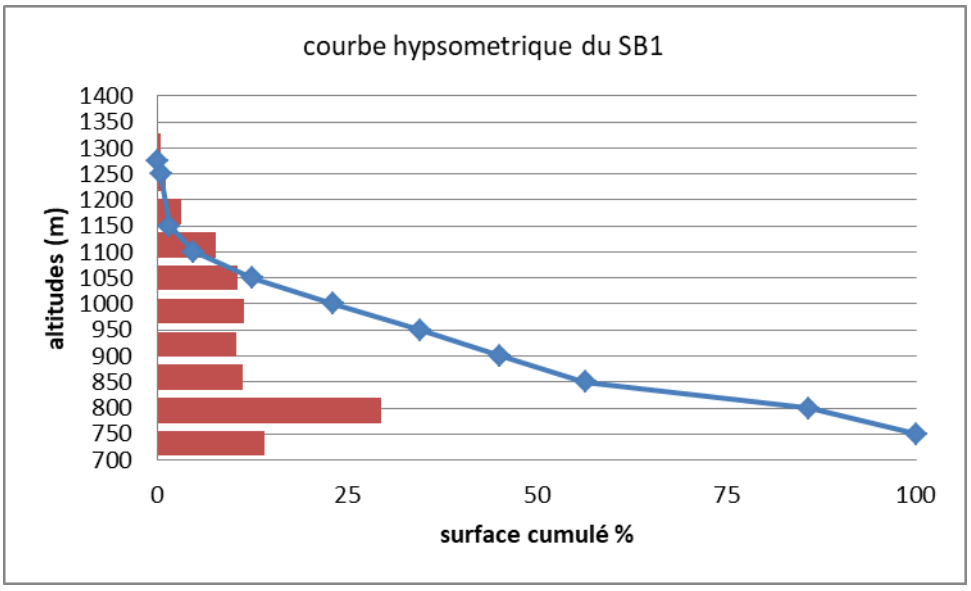


FigureIII.3 : Carte hypsométrique du bassin versant Sigus

Les résultats de calcul pour chaque sous bassins est résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau Ⅲ.2 : Paramètres hypsométriques du sous Bassin versant 1

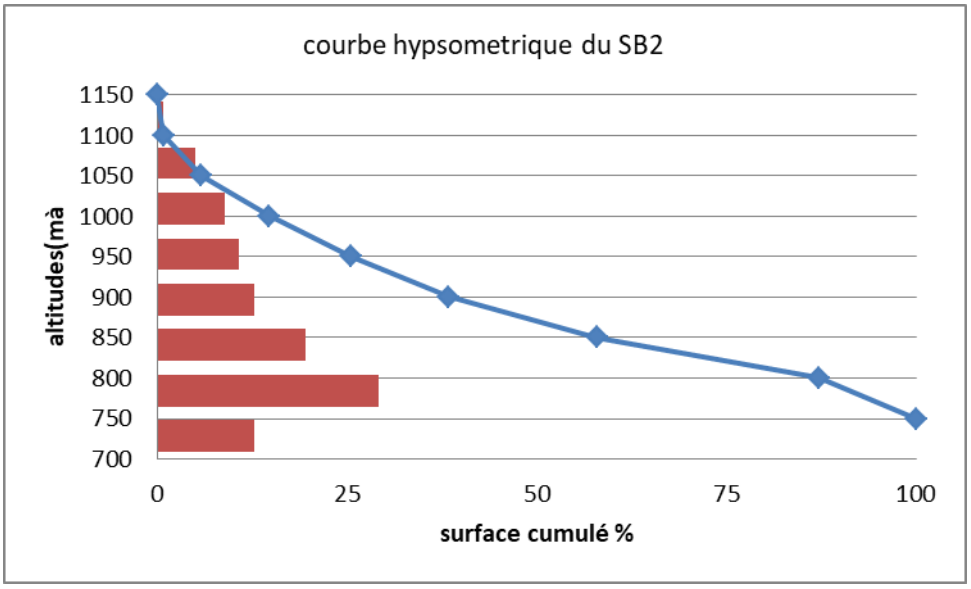
Altitude (m)	Surface partielle (KM^2)	Surface partielle %	H_i(m)	H_i*S_i	Cumule
778-800	14.741	14.117	789	11629.89	100
800-850	30.80	29.490	825	25401.75	85.883
850-900	11.76	11.254	875	10281.25	56.393
900-950	10.901	10.478	925	10119.5	45.139
950-1000	11.981	11.474	975	11680.5	34.661
1000-1050	11.089	10.622	1025	11367.25	23.187
1050-1100	8.138	7.796	1075	8750.5	12.566
1100-1150	3.296	3.161	1125	3712.5	4.770
1150-1200	1.177	1.130	1175	1389.5	1.609
1200-1250	0.491	0.421	1225	539	0.479
1250-1276	0.059	0..057	1263	75.78	0.057



FigureIII.4 : courbe hypsométrique du sous bassin 1

Tableau Ⅲ.3 : Paramètres hypsométrique du sous bassin versant 2

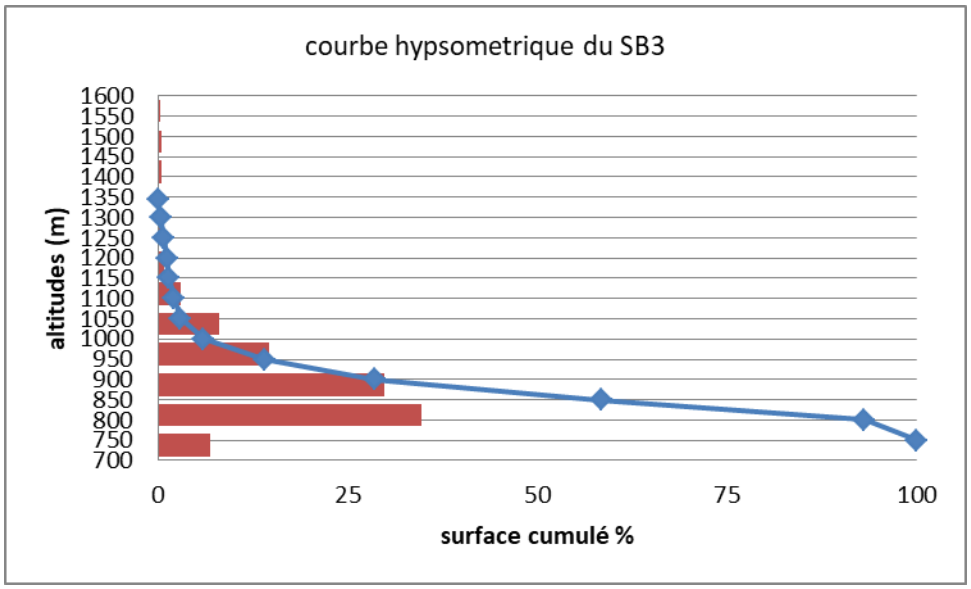
Altitude (m)	Surface partielle (KM^2)	Surface partielle %	H_i(m)	$H_{i*}S_i$	Cumule
778-800	8.381	12.790	787.5	6599.25	100
800-850	19.149	29.228	825	15798.75	87.210
850-900	12.799	19.567	875	11217.5	57.982
900-950	8.378	12.866	925	7797.75	38.416
950-1000	7.047	10.760	975	6873.75	25.549
1000-1050	5.785	8.959	1025	6016.75	14.789
1050-1100	3.261	4.976	1075	3504.5	5.830
1100-1146	0.499	0.855	1123	628.88	0.855



FigureIII.5 : Courbe hypsométrique du sous bassin 2

Tableau Ⅲ.4: Paramètres hypsométriques du sous bassin 3

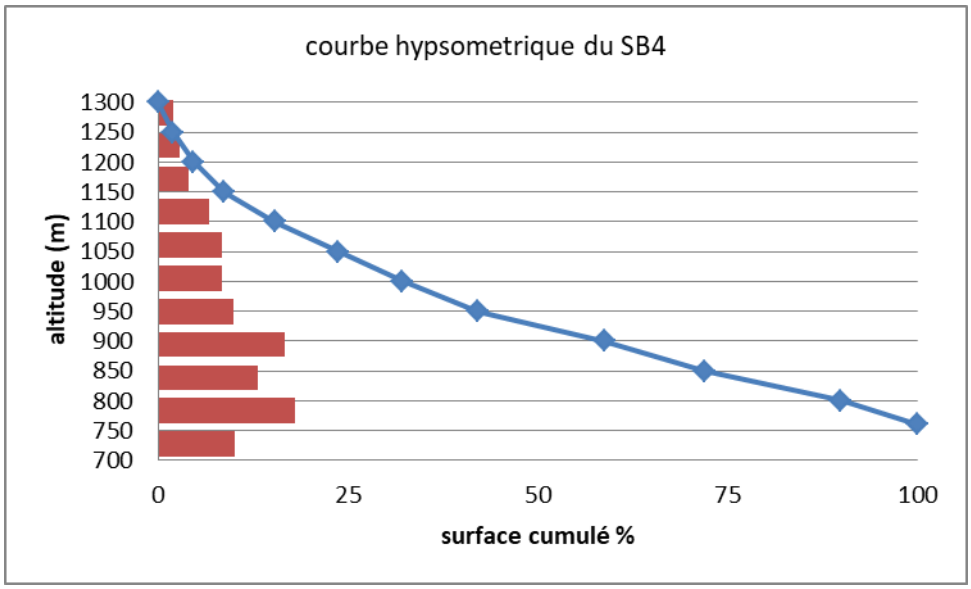
Altitude (m)	Surface partielle (KM^2)	Surface partielle %	H_i(m)	$H_{i*}S_i$	Cumule
773-800	5.351	6.892	786.5	4207.775	100
800-850	26.949	34.716	825	22233.75	93.108
850-900	23.128	29.795	875	20238.75	58.392
900-950	11.488	14.621	925	10498.75	28.597
950-1000	6.177	7.987	975	6045	13.977
1000-1050	2.328	3.053	1025	2429.25	5.990
1050-1100	0.620	0.824	1075	688	2.937
1100-1150	0.548	0.708	1125	618.75	2.113
1150-1200	0.219	0.271	1175	246.75	1.404
1200-1250	0.288	0.374	1225	355.25	1.134
1250-1300	0.341	0.438	1275	433.5	0.760
1300-1345	0.246	0.322	1322.5	330.625	0.322



FigureIII.6 : Courbe hypsométrique du sous bassin 3

Tableau Ⅲ.5: Paramètres hypsométrique du sous bassin versant 4

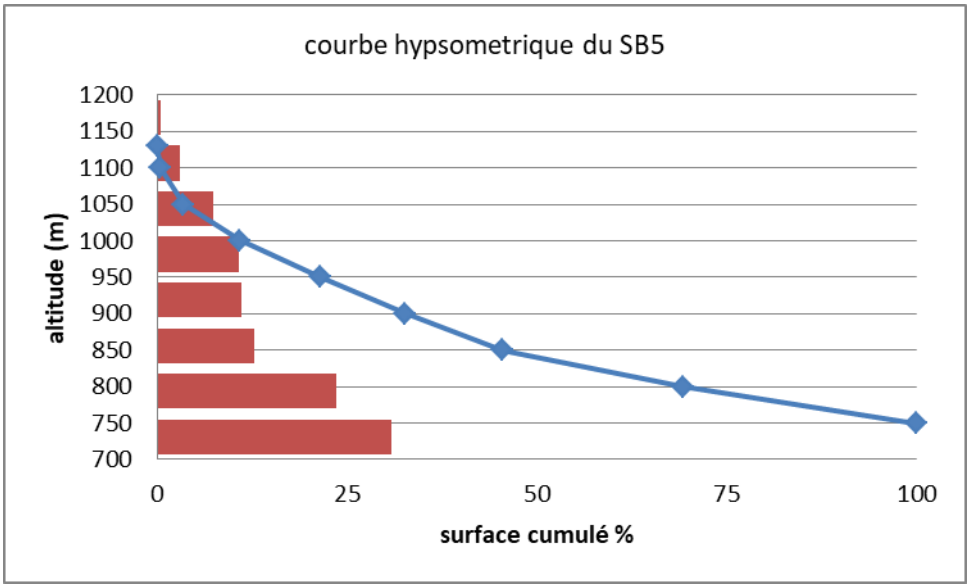
Altitude (m)	Surface partielle (KM^2)	Surface partielle %	H_i(m)	H_i*S_i	Cumule
761-800	2.486	10.114	780.5		100
800-850	4.338	17.994	825	800	89.886
850-900	3.241	13.160	875	850	71.893
900-950	4.102	16.653	925	900	58.773
950-1000	2.390	9.911	975	950	42.080
1000-1050	2.079	8.448	1025	1000	32.169
1050-1100	2.056	8.367	1075	1050	23.721
1100-1150	1.636	6.661	1125	1100	15.353
1150-1200	0.981	4.021	1175	1150	8.692
1200-1250	0.676	2.762	1225	1200	4.6711.909
1250-1311	0.477	1.909	1280.5	1311	0.00



FigureIII.6 : Courbe hypsométrique du sous bassin 4

Tableau Ⅲ.6: Paramètres hypsométrique du sous bassin 5

Altitude (m)	Surface partielle (KM^2)	Surface partielle %	H_i(m)	H_i*S_i	Cumule
752-800	19.251	30.8	776	23900.8	100
800-850	14.788	23.664	825	19522.8	69.2
850-900	8.031	12.848	875	11242	45.536
900-950	6.691	11.136	925	10300.8	32.688
950-1000	6.655	10.688	975	10420.8	21.552
1000-1050	4.601	7.392	1025	7576.8	10.864
1050-1100	1.915	3.072	1075	3302.4	3.472
1100-1130	0.226	0.4	1115	446	0.4



FigureIII.7 : Courbe hypsométrique du sous bassin 5

Ⅲ.2.4.2 Les altitudes caractéristiques:

La carte topographique les donne directement. Ces hauteurs sont :

- Altitude maximale : représente le sommet du bassin.
- Altitude minimale : montre le point le plus bas, généralement à l'exutoire du bassin.
- Altitude médiane ou H_{50} : est déterminée sur la courbe hypsométrique
- Altitude moyenne H_{moy} : est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i \times H_i}{S}$$

Avec:

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau en mètre.

S_i : surface partielle située entre deux courbes de niveaux successives en KM^2.

S : surface totale du bassin versant en KM^2.

Les résultats obtenus pour chaque sous bassin :

Tableau Ⅲ.7 : Les altitudes caractéristiques de chaque sous basin

Sous bassin	H_{max}(m)	H_{min} (m)	H_{50} (m)	H_{moy} (m)
1	1276	778	866.5	909.08
2	1146	778	855	891.90
3	1345	773	852.5	880.15
4	1311	761	925.5	950.21
5	1130	752	825	867.12

Ⅲ.2.4.3 Les indices de pentes:

Dans l'étude hydrologique, les indices de pente sont utilisés pour analyser le mouvement de l'eau à travers le paysage. Ils contribuent à l'évaluation de la qualité de l'eau, à la modélisation des écoulements d'eau, à l'identification des zones inondables et à l'identification des bassins versants.

a) Indice de pente globale (I_g):

Le rapport entre l'altitude comprise entre 5 % et 95 % de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent est appelé altitude.

La formule suivante donne l'indice de pente globale (Ig).:

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{50\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec :

D : dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m).

L : longueur de rectangle équivalent (Km)

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont respectivement les altitudes correspond à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

Le tableau ci-dessous montre les résultats de l'indice de pente globale.

Tableau Ⅲ.8 : Indice de pentes globales I_g :

Sous bassin	$H_{5\%}$(m)	$H_{95\%}$(m)	L(Km)	I_g(m/km)
1	1100	765	29.982	11.173
2	1050	755	31.481	9.371
3	1000	800	38.215	5.234
4	1200	766	15.642	27.746
5	1040	780	20.978	12.394

Selon la classification L'ORSTOM est une organisation française qui se concentre sur la classification des pentes pour l'étude des reliefs. L'approche traditionnelle de l'ORSTOM repose sur la division des pentes en sept catégories, qui sont les suivantes ::

Tableau Ⅲ.9 : Classification ORSTOM

1	Relief très faible	I_g<0.002
2	Relief faible	0.002<I_g <0.005
3	Relief assez faible	0.005<I_g <0.01
4	Relief modéré	0.01<I_g <0.02
5	Relief assez fort	0.02<I_g<0.05
6	Relief fort	0.05<I_g<0.1
7	Relief très fort	0.1<I_g

Tableau Ⅲ.10 : Classification du relief des sous bassin versant

Sous bassin	I_g (m/m)	Classification
1	0.011	Relief très faible
2	0.0093	Relief assez faible
3	0.0052	Relief assez faible
4	0.0277	Relief assez fort
5	0.012	Relief modéré

b) Pente moyenne I_m :

La pente moyenne est un élément important qui indique la topographie du bassin versant. Il est considéré comme une variable autonome. Elle influence directement le débit de pointe lors d'une averse et donne une bonne indication du temps de parcours du ruissèlement direct (donc du temps de concentration Tc). La formule donne cela :

$$I_m = \frac{\Delta H}{L_r} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r}$$

Avec :

H_{max} : altitude maximale en (m).

H_{min} : altitude minimale en (m).

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

ΔH : la plus grande dénivelée en (m).

Tableau Ⅲ.11: La pente moyenne pour chaque sous bassin

Sous bassin	La pente moyenne I_m (m/Km)	I_m (%)
1	16.619	5.93
2	11.785	4.86
3	14.968	12.95
4	35.162	5.85
5	18.029	5.18

c) Dénivelée spécifique D_s :

Il était difficile de comparer des bassins de tailles différentes car l'indice "Ig" diminuait pour un même bassin à mesure que la surface augmentait. La classification O.R.S.T.O.M peut être utilisée pour identifier les différents types de relief des bassins versants, quelles que soient leurs superficies, en fonction de la dénivelée particulière « Ds ». La définition de la dénivelée particulière est la suivante : La dénivelée spécifique est donnée par la formule suivante, qui donne une image générale du relief du bassin:

$$D_s = I_g \times \sqrt{S}$$

Tableau Ⅲ.12: Dénivelée spécifique pour chaque sous bassin

Sous bassin	1	2	3	4	5
Dénivelée spécifique	114.162	75.853	46.116	137.672	97.983

Ⅲ.3 Les caractéristiques hydrographiques du bassin versant:

Ⅲ.3.1 Le réseau hydrographique:

Les eaux de surface sont drainées vers l'exutoire du bassin versant par un réseau de chenaux.

L'étude du chevelu hydrographique est utile pour comparer les bassins. Dans certains cas, étudier le talweg principal et l'utiliser pour comparer est suffisant.

Trois éléments distinguent le réseau hydrographique : sa hiérarchisation, son développement (nombre et longueur des cours d'eau) et son profil en long.

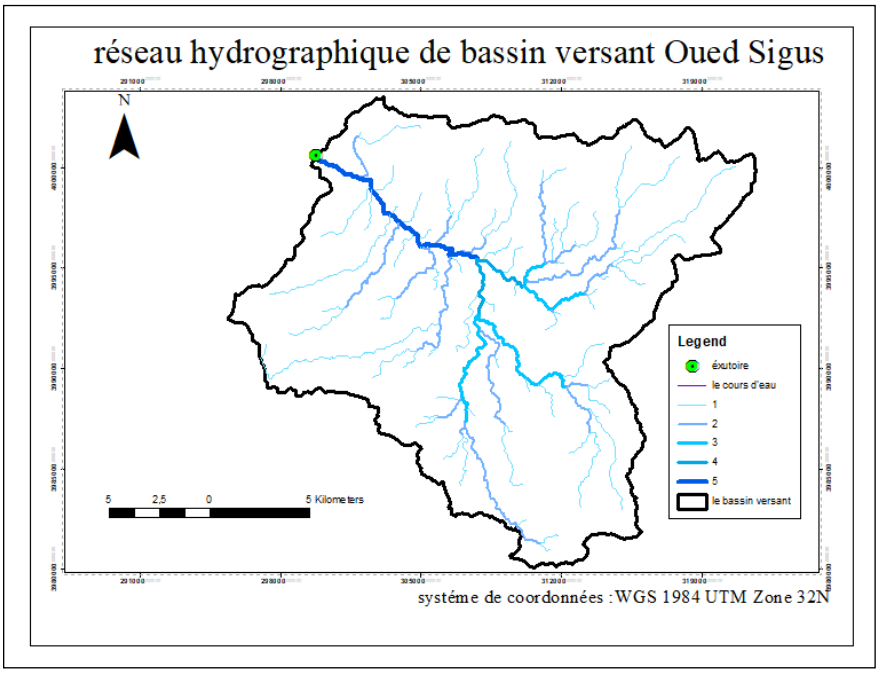


Figure III.8: Réseau hydrographique du bassin versant oued Sigus

Ⅲ.3.2 Hiérarchisation du réseau:

Chaque cours d'eau est attribué un numéro en fonction de son importance pour chiffrer la ramification du réseau. Cette numérotation, connue sous le nom d'ordre du cours d'eau, varie selon les auteurs.

La classification de Strehler est adoptée. :

- L'ordre 1 est attribué à tout cours d'eau qui n'a pas d'affluent.
- En cas de rencontre de deux cours d'eau de l'ordre n, le cours d'eau qui en résulte est d'ordre n+1.
- Lorsqu'un cours d'eau reçoit un affluent d'ordre inférieur, il conserve son ordre, ce qui se résume par:

*n + n = n + 1

*n + m = max (n.m)

La figure suivante (Ⅲ.9) résume l'explication précédente :

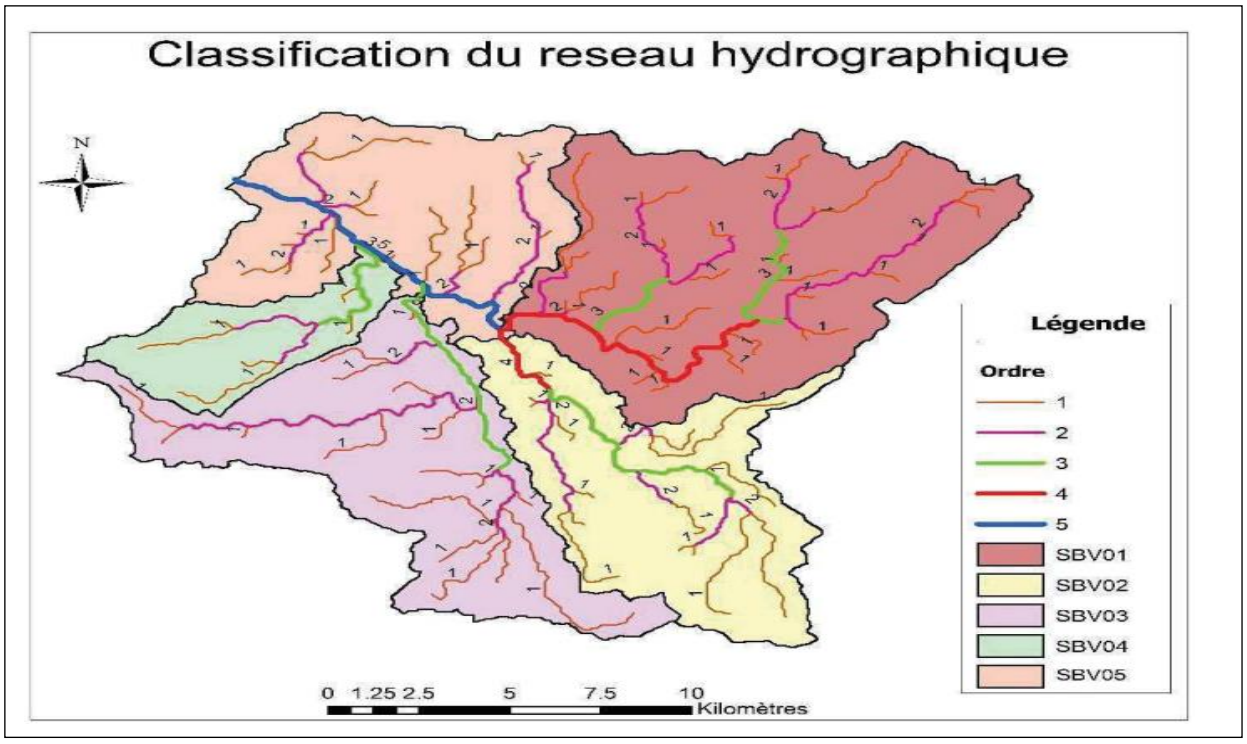


Figure III.9 : Classification du réseau hydrographique du bassin versant Sigus

Ⅲ.3.3 Paramètres hydrographiques:

Ⅲ.3.3.1 Densité de drainage (D_d) :

La densité de drainage d'un bassin versant est une mesure de la quantité d'eau qui s'écoule à travers son réseau de drainage. Elle est essentielle pour comprendre le régime hydrologique d'un bassin versant et est utilisée dans la gestion des ressources en eau et la planification des aménagements hydrauliques.

La densité de drainage peut être calculée en utilisant la formule suivante:

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S}$$

Avec :

L_i : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i (Km).

n : L'ordre le plus élevé dans la classification (dans notre cas n=5)

Tableau Ⅲ.12 : Les densités de drainages pour chaque sous bassin

Sous bassin	Densité de drainage
1	0.791
2	0.926
3	0.883
4	0.860
5	0.846

Ⅲ.3.3.2 Densité hydrographique:

Le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface est connu sous le nom de densité hydrographique. La formule suivante peut être utilisée pour l'exprimer :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_i}{S}$$

Avec :

F : la densité des eaux [km-²]

Ni : nombre de rivières d'ordre 1

S : taille du bassin [km²]

Tableau Ⅲ.13 : Les densités hydrographiques pour chaque sous bassin

Sous bassin	N	F (Km^{-2})
1	46	0.431
2	19	0.299
3	23	0.296
4	11	0.447
5	22	0.352

Ⅲ.3.3.3 Le coefficient de torrentialité:

Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t = D_d \times F$$

Avec :

D_d : densité de drainage.

F : densité hydrographique.

Tableau Ⅲ.14 : Les coefficients de torrentialité pour chaque sous bassin

Sous bassin	Coefficient de torrentialité
1	0.341
2	0.277
3	0.395
4	0.384
5	0.298

Ⅲ.3.3.4 Temps de concentration:

Le temps de concentration d'un bassin versant est le temps nécessaire pour qu'une goutte d'eau, tombant à l'extrémité la plus éloignée du bassin versant, atteigne le point de sortie du bassin versant. Il représente la durée totale que l'eau met à travers le réseau hydrologique du bassin versant, qui comprend les cours d'eau, les ravins et d'autres chemins d'écoulement. Les formules empiriques sont utilisées pour estimer le temps de concentration.

a) Formule de TURRAZA :

$$T_C = 0.108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}}$$

Avec:

Tc : Temps de concentration en (h).

S: Surface du bassin versant en (Km²).

Tableau Ⅲ.15 : Temps de concentration (TURRAZA)

Sous bassin	Temps de concentration (H)
1	1.315
2	0.341
3	1.00
4	1.853
5	1.422

L: Longueur du thalweg principal en (Km).

I_m: Pente moyenne du cours d'eau en (%).

b) Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA) :

$$T_C = 0.87 \times \left(\frac{L^3}{H} \right)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

Tableau Ⅲ.16 : Temps de concentration (SCS) :

Sous bassin	Longueur du thalweg principale (Km)	Temps de concentration (h)
1	11.315	4.688
2	3.206	2.912
3	9.363	2.698
4	5.58	2.304
5	11.039	3.258

c) Formule de GIANDOTTI :

Elle est donnée par la formule :

$$T_C = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5L}{0.8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Tableau Ⅲ.17 : Temps de concentration (GIANDOTTI)

Sous bassin	Temps de concentration (H)
1	4.649
2	4.741
3	4.445
4	1.972
5	3.762

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant.
H_{min}: Altitude minimale du bassin versant.

d) Formule de VENTURA :

$$T_C = 0.1272 \times \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}}$$

Avec :
S : surface du bassin versant en Km².
I_{moy} : pente moyenne du talweg principale (m/m).

Tableau Ⅲ.18 : Temps de concentration (VENTURA)

Sous bassin	Temps de concentration (H)
1	6.315
2	4.299
3	5.951
4	2.564
5	5.623

e) Formule de KIRPICH :

$$T_C = 0.1147 \times L_p^{0.77} \times I_{moy}^{-0.385}$$

Avec :
L_p : longueur du talweg principal en (km).
I_{moy} : pente moyenne du talweg principal (m/m).

Tableau Ⅲ.19 : Temps de concentration (KIRPICH)

Sous bassin	Temps de concentration(H)
1	3.619
2	1.569
3	3.242
4	1.563
5	3.422

Remarque :
Parmi les résultats obtenus, nous avons opté pour le résultat issu de loi de **TURRAZA** car c'est la formule qui nous donne le meilleur temps de concentration.

Ⅲ.3.3.5 Vitesse moyenne de ruissèlement:

La vitesse moyenne de ruissèlement est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L : Longueur de talweg principal en (Km).

T_c : temps de concentration en (h).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau Ⅲ.20 : La vitesse de ruissellement dans les sous bassins versant

Sous bassin	Temps de concentration(H)	Vitesse de ruissellement (Km/H)
1	4.688	2.424
2	2.912	1.100
3	2.698	3.470
4	2.304	2.422
5	3.258	3.388

Ⅲ.4 Étude de la précipitation:

L'analyse des précipitations est essentielle à l'analyse des ressources en eau.

La station pluviométrique de Sigus, située dans le bassin versant, enregistre une moyenne annuelle de pluie de**475 MM**.

Les moyennes mensuelles et annuelles sont examinées dans l'étude des précipitations. Parce que la station pluviométrique de Fourchi se trouve à proximité de la zone d'étude, elle est également prise en compte dans cette étude. L'avantage de cette station est qu'elle propose une série longue et récente.

Ainsi, la station pluviométrique de FOURCHI (code 100511) se trouve la plus proche de la région d'étude et est la plus représentative en raison de sa période d'observation et de sa proximité avec notre zone d'étude.

Tableau Ⅲ.21 : Coordonnées de la Station pluviométrique de FOURCHI

Nom	Code	Coordonnées			Années d'observation
		X (km)	Y (km)	Z (m, NGA)	
Fourchi	100511	849.85	306.60	775	32

Les années d'observation ont été traitées en tenant compte de toute la série avec les années sans lacune soit 22 années d'observation.

Ⅲ.4.1 Pluie moyenne annuelle:

Selon la carte de l'ANRH (1993) la ville de **SIGUS** se situe entre les isohyètes 400 et 500 et la zone à protéger se situe aux alentours de l'isohyètes 450.

A partir des données de la carte pluviométrique de l'ANRH, la moyenne annuelle des précipitations à **SIGUS** est égale à **475 mm.**

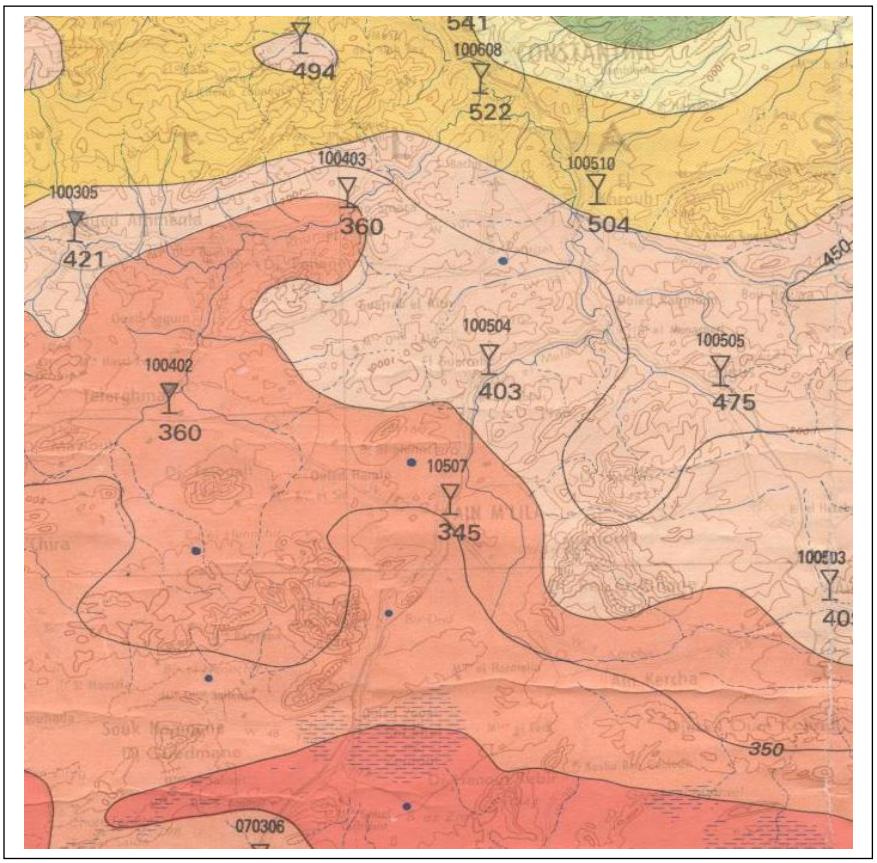
Tableau Ⅲ.22 : La répartition mensuelle des précipitations est celle de FOURCHI

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fev.	Mar.	avril	mai	juin	juillet	aout	Moy.
P en (mm)	39,97	28,92	27,30	34,08	32,67	31,52	39,48	35,95	39,16	18,87	6,05	14,43	**350,33**
P en [%]	11,41	8,25	7,79	9,73	9,33	9,00	11,27	10,26	11,18	5,39	1,73	4,12	**100,00**

Tableau Ⅲ.23 : La répartition mensuelle des précipitations est celle de FOURCHI

Mois	sep	oct	nov	DEC	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	aout	Moy
P en (mm)	54,20	39,19	37,00	46,22	44,32	42,75	53,53	48,74	53,11	25,60	8,22	19,57	**475**
P en [%]	11,41	8,25	7,79	9,73	9,33	9,00	11,27	10,26	11,18	5,39	1,73	4,12	**100,00**

Extrait de la carte pluviométrique de l'ANRH



FigureIII.10 : Extrait de la carte pluviométrique de l'ANRH (1993)

Ⅲ.4.2 Aanalyse statistique des pluies maximales journalières:

Les précipitations quotidiennes peuvent occasionner des inondations exceptionnelles. Pour déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles, il est crucial d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations (sur une période de 32 ans).

En utilisant une loi théorique pour déterminer l'intensité de la pluie de la durée et de la période de retour, l'étude consiste à ajuster la série de données des précipitations maximales journalières.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série de la précipitation par ordre croissant,
- Calcul de fréquence expérimentale,
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée,
- Ajuster graphiquement a la loi choisie,
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance,

Tableau Ⅲ.24 : Valeurs des pluies maximales journalières annuelles Station de Fourchi (code 10-05-11)

Année	Pjmax(mm)	année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)
1978	24.6	1992	28.1	2006	18.4
1979	101	1993	22.7	2007	38
1980	34.4	1994	43.5	2008	22.5
1981	39.4	1995	18.2	2009	27.3
1982	24.5	1996	31.2	2010	37
1983	28	1997	50.3	2011	19.4
1984	20.7	1998	30.2	2012	62
1985	28.1	1999	26.3	2013	19
1986	29.6	2000	25.3	2014	24
1987	31.1	2001	71.6	2015	60.3
1988	29.9	2002	38.7		
1989	41.1	2003	61.1		
1990	31.1	2004	28.9		
1991	45.7	2005	33.4		

Ⅲ.4.3 Choix de la loi d'ajustement:

Il existe de nombreuses façons d'adapter les séries pluviométriques. La loi de probabilité, la taille de l'échantillon et d'autres caractéristiques de l'échantillon déterminent l'efficacité d'une méthode d'estimation. Cependant, un grand nombre d'études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées pour déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi particulière.

Dans notre recherche, nous allons appliquer les deux lois suivantes :

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

HYFRAN s'occupera de l'ajustement des pluies maximales quotidiennes.

Dans notre cas, la série des pluies maximales journalières a été ajustée en fonction de ses trois lois suivantes : avec une comparaison des graphes de régression créés par les ajustements et les lois de GUMBEL et de GALTON.

Ⅲ.4.3.1 Paramètres statistique de l'échantillon:

Les résultats des paramètres statistiques sont dans le tableau III.25 suivant :

Tableau Ⅲ.25: les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalière

Nombre d'observation	39
Minimum	18.2
Maximum	101
Moyenne	35.4
Ecart types	17.0
Médiane	30.0
Coeff de variation (C_v)	0.480
Coeff d'asymétrie(C_s)	2.04
Coeff d'aplatissement (C_k)	6.96

Ⅲ.4.3.2 Ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL:

La fonction de répartition de cette loi est exprimée par la formule suivante.

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$$

Avec :

F(x): Fréquence au dépassement de la valeur de x ;

α, x_0: Coefficients d'ajustement ;

x_0 est le paramètre de position (mode) ;

α est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « Gradex » quand il se trouve sous forme 1/α.

Par un changement de variable y = α (x-x0) ; la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

L'équation de la droite de Gumbel est $x = (1/\alpha)\, y + x_0$.

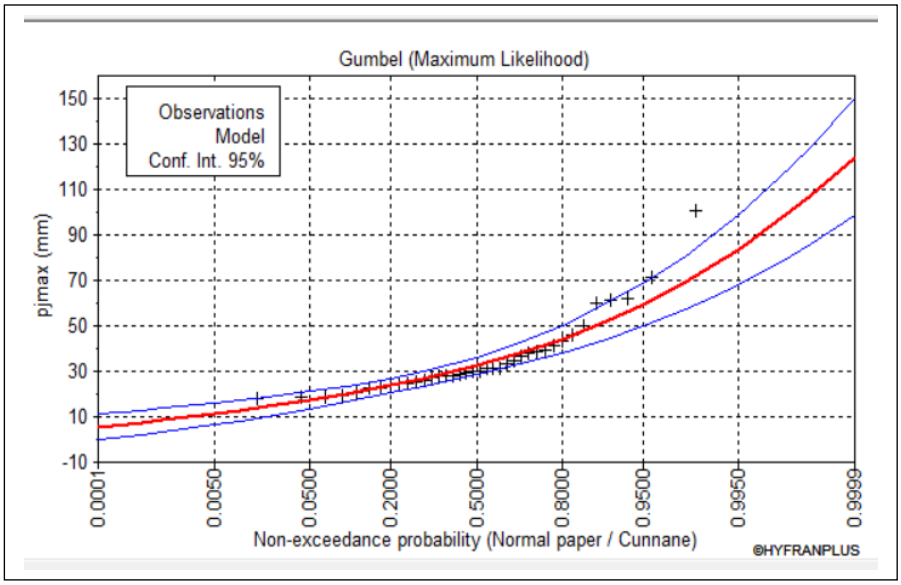
Avec:

$y = \alpha (x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel.

Tableau Ⅲ.26: Résultat d'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement (q)	Valeurs théoriques X_T	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	124	13.0	98.8 – 150
2000	0.9995	108	10.9	86.3-129
1000	0.9990	100	9.94	80.9 – 120
200	0.9950	83.6	7.82	68.3 - 98.9
100	0.9900	76.4	6.91	62.8 - 89.9
50	0.9800	69.1	6.01	57.4 - 80.9
20	0.9500	59.5	4.82	50.0 - 68.9
10	0.9000	52.0	3.93	44.3 - 59.7
5	0.8000	44.2	3.05	38.2 - 50.2
3	0.6667	38.0	2.42	33.2 - 42.7
2	0.5000	32.4	1.97	28.6 - 36.3

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme c'est illustré sur la figure III.11 suivante :



FigureIII.11 : Tracé de la droite d'ajustement à la loi de Gumbel

Ⅲ.4.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log-normal):

Le processus d'adaptation est identique à celui de la loi de GALTON. La seule représentation graphique change ou est imprimée sur du papier (standard). La fonction de répartition de la loi de GALTON est représentée par la formule suivante :

$$F(x) = \int_{-\infty}^{u} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\frac{u^2}{2}} du$$

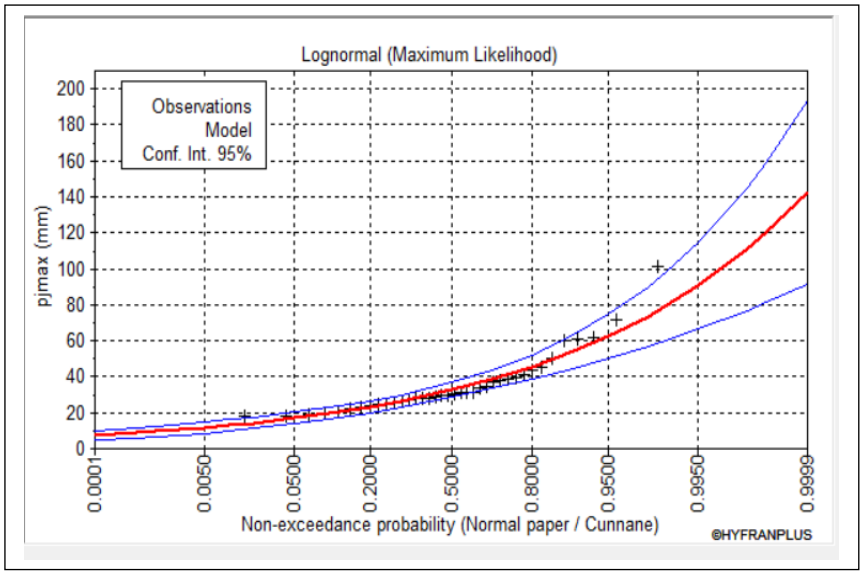
Avec : Variable réduit de Galton

Log x (p %) = Log x + σ*Log u (p %) c'est l'équation de la droite de Galton. $u = \frac{X_i - \overline{X}}{\sigma_X}$

Tableau Ⅲ.27 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement (q)	Valeurs théorique X_T	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
10000	0.9999	143	26.2	91.3 - 194
2000	0.9995	120	19.9	81.4-159
1000	0.9990	111	17.4	77-145
200	0.9950	90.6	12.3	66.5-115
100	0.9900	82.0	10.3	61.9-102
50	0.9800	73.6	8.44	57-90.1
20	0.9500	62.6	6.23	50.3-74.8
10	0.9000	54.1	4.74	44.9-63.4
5	0.8000	45.5	3.42	38.7-52.2
3	0.6667	38.6	2.60	33.5-43.7
2	0.5000	32.5	2.10	28.4-36.6

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme c'est illustré sur la figure III.12 suivante :



FigureIII.12 : Tracé de la droite d'ajustement a la loi de Galton

Ⅲ.4.3.4 Choix de la loi d'ajustement:

a) Interprétations de courbes obtenues par l'application des deux lois :

Les deux graphiques précédents montrent que les deux lois pourraient s'ajuster très bien, mais il est difficile de déterminer laquelle s'ajustera le mieux car elles présentent toutes les deux la même qualité d'adéquation, ce qui nous oblige à effectuer un test d'adéquation.

b) **Test d'adéquation :**

On va comparer les variables calculer et théorique, qui ont un seuil de signification de 95 %, afin de déterminer la loi à choisir.

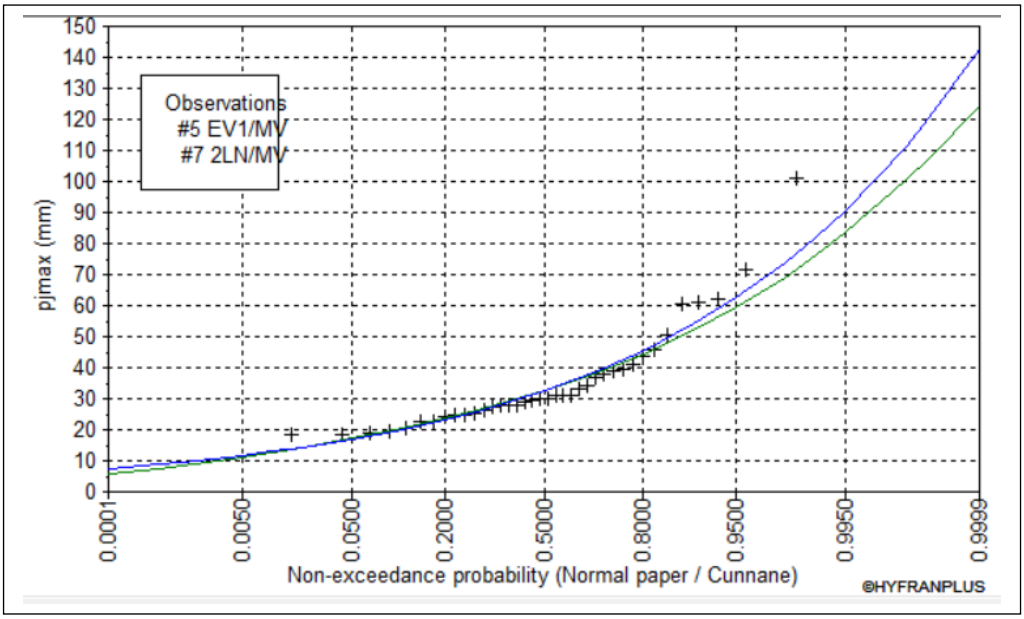
Tableau Ⅲ.28: Comparaison des caractéristiques des lois

Lois statistiques	Degré de liberté	p-value	χ^2 *calculé*	χ^2 calculé
Loi de Gumbel	5	0.4223	3.98	4.95
Loi de Galton	5	0.4223	2.67	4.95

On a $\chi^2_{calculer} < \chi^2_{théorique}$ donc les deux lois s'ajustent avec notre série mais on *calculer théorique* opte pour la loi qui donne le maximum des P jmax donc la loi Log Normal.

Ⅲ.4.3.5 Comparaison entre les deux Lois d'ajustement:

La figure suivante montre la comparaison entre les deux lois d'ajustement. (Loi de Gumbel, loi de Galton).



FigureIII.13 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement

Ⅲ.5 Étude des apports:

On utilise les formules empiriques pour évaluer les apports du site, car il n'y a pas de stations hydrométriques sur les cours d'eau.

Ⅲ.5.1 Apports liquides:

Il n'y an aucune station hydrométrique dans notre bassin versant qui enregistre le régime des apports de l'oued. Comme il n'y a pas suffisamment de données sur les apports,

nous utiliserons les formules empiriques les plus courantes en Algérie et qui fonctionnent bien dans le cas de petits bassins versants comme le nôtre.

a) Formule de l'A N R H:

$$A_0 = 0.915 \times P^{2.684} \times S^{0.842}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

b) Formule de MEDINGER:

$$A = L_e \times S$$

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (m).

Le : lame d'eau écoulée (mm)

c) Formule de COUTAGNE :

$$A = L_e \times S$$

Elle donne le déficit d'écoulement D tel que :

$D= P^2-\lambda P^2$ (D=0.0811)

Avec :

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T}$$

Avec :

T : Température moyenne dans la zone d'étude T=15.4°C (λ=0.338)

La lame d'eau écoulé est alors $L_e=P-D$ ($L_e=0.2689$)

Tableau Ⅲ.29 : Apports moyen interannuels selon les différentes méthodes

Sous bassin versant	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
Apport moyen interannuels	Mm^3	Mm^3	Mm^3	Mm^3	Mm^3
Formule de MEDINGER	0.863	0.543	0.645	0.204	0.518
Formule de COUTAGNE	0.0279	0.0176	0.0209	0.0062	0.0168
formule de l'A N R H	0.31	0.208	0.240	0.0914	0.200

On prend les valeurs calculées par la formule de l'A N R H

Ⅲ.5.1.2 Étude des caractéristique de l'écoulement:

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

Avec :

A_0 : apport moyen annuel (litre)

T : temps d'une année en seconde= 65*24*3600 = 3153600 s

Tableau Ⅲ.30: Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals

Sous bassin	Apport moyen interannuels (Mm^3)
SB1	0.31
SB2	0.208
SB3	0.240
SB4	0.0914
SB5	0.200

Tableau Ⅲ.31: Module d'écoulement pour chaque sous bassin

Sous bassin	A (m^3)	A (l)	T (s)	M_e(l/s)
SB1	310000	310000000	3153600	98.3
SB2	208000	208000000	3153600	65.96
SB3	240000	240000000	3153600	76.10
SB4	91400	91400000	3153600	28.98
SB5	200000	200000000	3153600	63.42

b) Module d'écoulement relatif :

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km^2).

Tableau Ⅲ.32: Module d'écoulement relatif de chaque sous basin

Sous bassin	S(Km^2)	M_e(l/s)	M_0(l/s/Km^2)
SB1	104.41	98.3	0.94
SB2	65.52	65.96	1.00
SB3	77.63	76.10	0.98
SB4	24.62	28.98	1.18
SB5	62.5	63.42	1.01

c) Lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_0}{S}$$

Tableau Ⅲ.33: Lame d'eau écoulée de chaque sous basin

Sous bassin	S(Km^2)	A(Mm^3)	L(mm)
SB1	104.41	0.31	2.97
SB2	65.52	0.208	3.18
SB3	77.63	0.240	3.09
SB4	24.62	0.0914	3.71
SB5	62.5	0.200	3.2

d) Coefficient d'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P}$$

Tableau Ⅲ.34: Coefficient d'écoulement de chaque sous basin

Sous bassin	L (mm)	P_{moy}(mm)	C_e
SB1	2.97	350	$8.48*10^{-3}$
SB2	3.18	350	$9.08*10^{-3}$
SB3	3.09	350	$8.83*10^{-3}$
SB4	3.71	350	0.0106
SB5	3.2	350	$9.15*10^{-3}$

e) Coefficient de variation :

En l'absence d'une série d'observations, les formules empiriques suivantes doivent être utilisées pour calculer le coefficient de variation CV :

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = a - 0.063\log(S+1)$$

Avec :

a = 0,78 - 0,29 log (M_0)

M_0 : Le module de flux relatif (l/s/km2).

Tableau Ⅲ.35: Coefficient de variation calculé à l'aide de la formule SOKOLOVSKY

Sous bassin	S (Km^2)	M_0 ($l/s/Km^2$)	a	C_v
SB1	104.41	0.94	0.80	0.673
SB2	65.52	1.00	0.78	0.666
SB3	77.63	0.98	0.78	0.661
SB4	24.62	1.18	0.76	0.671
SB5	62.5	1.01	0.79	0.676

- **Formule de L'ANTONOV :**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}}$$

Avec :

S : la surface du bassin en (km^2).

Tableau III. 36 Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV

Sous bassin	S (Km^2)	C_v
SB1	104.41	0.355
SB2	65.52	0.356
SB3	77.63	0.356
SB4	24.62	0.357
SB5	62.5	0.356

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

$$C_v = \frac{0.83}{\left(S^{0.06} \times M_0^{0.27}\right)}$$

Avec :

M_0 : Le module de flux relatif [l/s/km²].

S : Surface du bassin en [km²].

Tableau Ⅲ.37 : Coefficient de variation avec la formule de MENKEL

Sous bassin	S(Km^2)	C_v
SB1	104.41	2.454
SB2	65.52	2.928
SB3	77.63	2.732
SB4	24.62	4.993
SB5	62.5	2.976

- **Formule Algérienne :**

$$C_v = 0.93\frac{K}{M_0^{0.23}}$$

Tableau Ⅲ.38: Coefficient de variation par la formule Algérienne

Sous bassin	Coefficient de variation
SB1	0.624
SB2	0.614
SB3	0.627
SB4	0.591
SB5	0.613

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

M_0 : Le module de flux relatif en (l/s/km2).

Tableau Ⅲ.39 : Coefficient de variation des cinq sous bassin

Sous bassin	S(Km^2)	C_v
SB1	104.41	0.624
SB2	65.52	0.614
SB3	77.63	0.627
SB4	24.62	0.591
SB5	62.5	0.613

Après avoir calculé le coefficient de variation à l'aide de différentes méthodes, nous avons utilisé la formule Algérienne, qui nous semble très proche de la moyenne.

Ⅲ.6 Etude des cures:

Le dimensionnement des installations hydrauliques a toujours dépendu de l'évaluation des crues. L'objectif de l'étude des crues est de déterminer les hydrogrammes des crues pour déterminer les débits maximums probables.

Pour créer des hydrogrammes de crues, il est nécessaire d'évaluer les débits maximum fréquentiels.

Ⅲ.6.1 Détermination des débits maximums fréquentiels:

Les débits maximums ont été calculés à l'aide des formules empiriques et de la méthode GRADEX en l'absence de données.

Ⅲ.6.1.1 Les formules empiriques sont utilisées pour déterminer les débits maximums fréquentiels.

- **Formule de Mallet-Gauthier :**

$$Q_{max\%} = \log(1 + m \times P) \times \frac{A}{\sqrt{L_p}} \times \sqrt{1 + 4\log T - \log A}$$

Avec :

$Q_{max,\,p\%}$: Le débit maximal pour une fréquence spécifique (m³/s).

$Pmoy$: Pluie moyenne interannuelle (m).

A : Aspect du bassin versant (Km²).

L : La longueur du talweg principal en. (Km).

K : constant en fonction des conditions climatiques et géographiques du bassin

1<K <3 on prend K=2 (BV de surface moyenne et pente moyenne).

T : Période de retour (an).

m : coefficient régionale on prend =1.

Tableau Ⅲ.40 : Récapitulatif des débits maximums de crue des cinq sous bassins par la formule de Mallet-Gauthier

Sous bassin	T (ans)	Mule de Mallet Gauthier
SB1		
	5	21.582
	10	27.950
	50	38.895
	100	42.757
SB2		
	5	26.841
	10	34.048
	50	46.659
	100	51.131
SB3		
	5 10	18.259 23.325
	50	32.143
	100	35.268
SB4		
	5	8.426
	10	10.322
	50	13.751
	100	14.989
SB5		
	5	13.869
	10	17.554
	50	24.022
	100	26.322

- **Méthode de GRADEX:**

Modèle de prédiction Gradex permet d'extrapoler les risques de crues extrêmes à différentes périodes de retour.

a) Historique de la méthode de Gradex :

La méthode Gradex, qui est considérée comme une méthode probabiliste pour calculer les débits de crues extrêmes d'un oued pour des périodes de retour variant de 100 à 10.000 ans, a été créée par Guillot et Duband en 1967. La superficie du bassin et la réparation des pluies doivent être inférieures à 5000 km2. Les méthodes de prédétermination des crues, qui sont principalement basées sur le traitement des valeurs de débit observées aux droits des stations hydrométriques, sont considérées comme plus complexes que la méthode GRADEX utilisant les pluies.

b) Principe de la méthode :

Le principe de la méthode est que la loi de probabilité des débits maximum à partir de la crue du période de retour décennal a été asymptotique au comportement des pluies maximales journalières. Une tendance qui soutient ce principe est la stabilisation de la capacité de rétention des bassins versants à partir du débit décennal. (Guillot & Duband, 1967).

c) Les étapes de la méthode :

Les étapes suivantes doivent être suivies pour mettre en œuvre cette méthode :

Les précipitations maximales journalières (Pjmax) peuvent être ajustées en utilisant la loi de Gumbel (Pj,max (mm) = a. μ + b avec μ : représentant la précipitation maximale journalière).

Variable de Gumbel réduite (μ= -ln (-ln (F)).

Le débit décennal peut être calculé en ajustant les débits à la loi de Gumbel.

L'équation de transformation suivante peut être utilisée pour convertir le débit décennal (m^3/s) en lame d'eau (mm) :

$$\mathbf{R\ (mm) = Q * 3,6 * n\ (heures) / S\ (km^2)}$$

La moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues enregistrés est n.

Tracez une ligne droite du courant décennal (T=10 ans) parallèle à la droite de Gambel de la série Pd maximale sur la même carte d'ajustement des précipitations maximales. Voici l'équation de la droite de Gumbel du flux :

$$\mathbf{Q_{\mu\%} = a.\ \mu + b'}$$

Avec :

$B' = Q_{10\ ans} - Gradex * \mu$ (T=10 ans)

Convertir les débits en m3 /s par la formule de transformation suivante :

$$\mathbf{Q\ (m^3/s) = Q\ (mm) * S\ (km^2) / 3,6 * n\ (h)}$$

Calculer les débits de pointes de période de retour par la formule suivante :

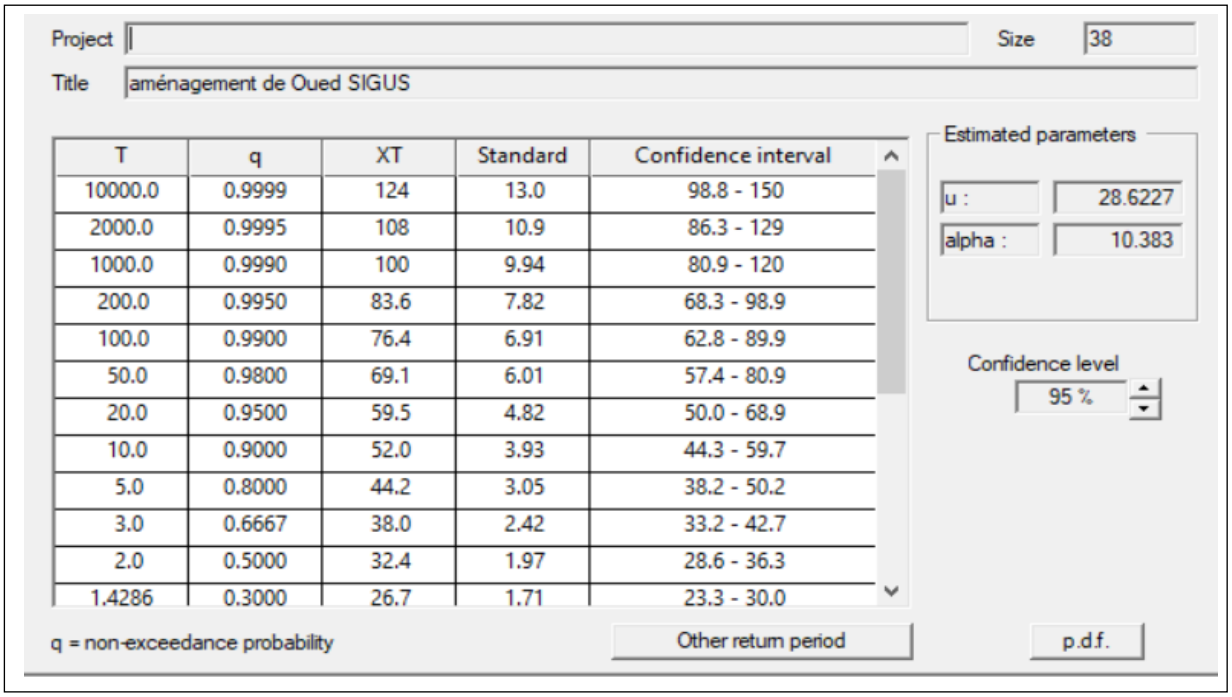
$$\mathbf{Qp\ (m^3/s) = Q\ (m^3/s) * P}$$

Tel que le coefficient de point donné par la formule suivante :

$$P = Q_{max} / Q_{moy}$$

Application :

1) Ajustement de la série pluviométrique (P jmax) de la station de < Fourchi > (10-05-11) du bassin voisin avec des données complètes, conformément à la loi de GUMBEL : En utilisant HYFRAN :



T	q	XT	Standard	Confidence interval
10000.0	0.9999	124	13.0	98.8 - 150
2000.0	0.9995	108	10.9	86.3 - 129
1000.0	0.9990	100	9.94	80.9 - 120
200.0	0.9950	83.6	7.82	68.3 - 98.9
100.0	0.9900	76.4	6.91	62.8 - 89.9
50.0	0.9800	69.1	6.01	57.4 - 80.9
20.0	0.9500	59.5	4.82	50.0 - 68.9
10.0	0.9000	52.0	3.93	44.3 - 59.7
5.0	0.8000	44.2	3.05	38.2 - 50.2
3.0	0.6667	38.0	2.42	33.2 - 42.7
2.0	0.5000	32.4	1.97	28.6 - 36.3
1.4286	0.3000	26.7	1.71	23.3 - 30.0

FigureIII.14 : présentation graphique de la loi de Gumbel

2) Selon l'HYFRAN, l'équation de la droite de GUMBEL est :

$$P=13.3\mu+27.8$$

Le GRADEX est donc : **a=13.3mm**

3) Choix du pas du temps :

On a calculé le temps de base par : n=24 heures après avoir examiné les enregistrements des crues de la station de <FOURCHI> (10-05-11).

Tableau Ⅲ.41 : Le débit maximum journalier maximal annuel

Temps de retour (an)	Débit moyen maximal journalier annuels (m^3/s)	Débit moyen maximal journalier annuel (mm/24h)
10	120	29.6

Tableau Ⅲ.42 : Les débits extrapolés par la méthode de Gradex :

Temps de retour (ans)	Fréquence empirique (Hazen)	Variable réduit de Gumbel u	Précipitation estimées (mm/24h)	Débits moyens extrapolés (mm/24h)	Débits moyens extrapolés (m^3/s)	Débits de pointe extrapolés (m^3/s)
10	0.900	2.25	57.6	29.6	120	300
	0.905	2.30	58.4	30.3	123	307
	0.910	2.36	59.1	31.1	126	315
	0.915	2.42	59.9	31.9	129	323
	0.920	2.48	60.8	32.7	133	331
	0.925	2.55	61.6	33.6	136	340
	0.930	2.62	62.6	34.6	140	350
	0.935	2.70	63.6	35.6	144	360
	0.940	2.78	64.7	36.7	149	372
	0.945	2.87	65.9	37.9	153	384
20	0.950	2,97	67.2	39.2	159	397
	0.955	3.08	68.6	40.6	165	411
	0.960	3.20	70.2	42.2	171	427
	0.965	3.33	72.0	44.0	178	446
	0.970	3.49	74.1	46.1	187	467
40	0.975	3.68	76.6	48.5	197	492
50	0.980	3.90	79.6	51.5	209	522
	0.985	4.19	83.4	55.4	224	561
100	0.990	4.60	88.8	60.8	246	616
200	0.995	5.30	98.1	70.0	284	709
250	0.996	5.52	101.0	73.0	296	739
	0.997	5.81	104.9	76.8	311	778
500	0.998	6.21	110.3	82.2	333	833

Avec :

Un Coefficient de pointe = 2.5

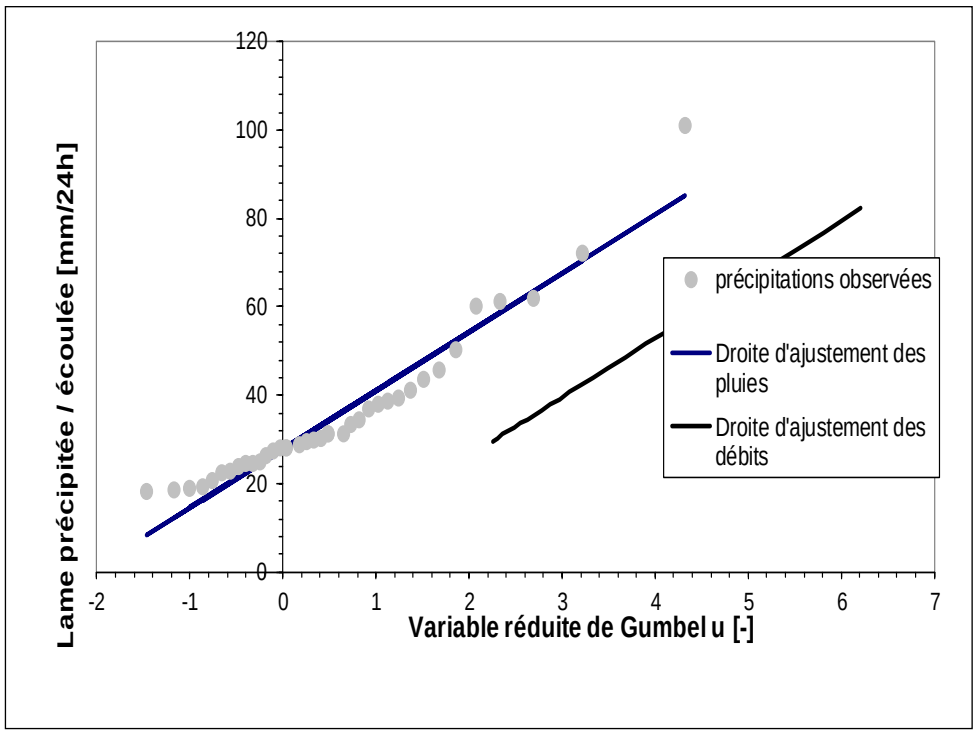


Figure III.15 : Graphe de la méthode de Gradex

Plusieurs méthodes ont été utilisées pour estimer les débits de crues. Ces méthodes et approches produisent des résultats différents et parfois proches l'un de l'autre. Pour notre cas, nous cherchons toujours la méthode qui demande moins d'estimation et se base sur des données réelles du terrain afin d'obtenir un résultat représentatif. Pour cette raison, la méthode GRADEX a été choisie.

Tableau Ⅲ.43 : Les valeurs de débit de pointe optées

T(ans)	10	20	50	100	500
GRADEX	300	397	492	616	833

Ⅲ.6.2 Hydrogramme de crue

Une identité de la crue appelée hydrogramme identifie ses principales caractéristiques, qui sont les suivantes :

- ✓ Le volume
- ✓ La durée
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe)

Nous devons utiliser la méthode de Sokolovski pour tracer l'hydrogramme de crue, qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de décrue.

a) Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{max} \times \left(\frac{t}{T_m} \right)$$

Avec :

$t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

Q_m : Débit instantané de montée (m^3/s).

b) Pour le temps de la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \times \left(\frac{T_b - t}{T_d} \right)^3$$

$$T_b = t_d + t_m$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de l'ascension (m^3/s).

Q_d : Débit de décrue instantané (m^3/s).

t_b : Le temps de base de la crue est exprimé en heures.

t_m : La durée de la crue en heures.

t_d : La durée de la diminution en heures.

Q_{max} : Le débit maximum de la crue de fréquence en m3/s.

Cette méthode est utilisée pour les inondations causées par la pluie :$t_d = \delta * t_m$

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau Ⅲ.44 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue

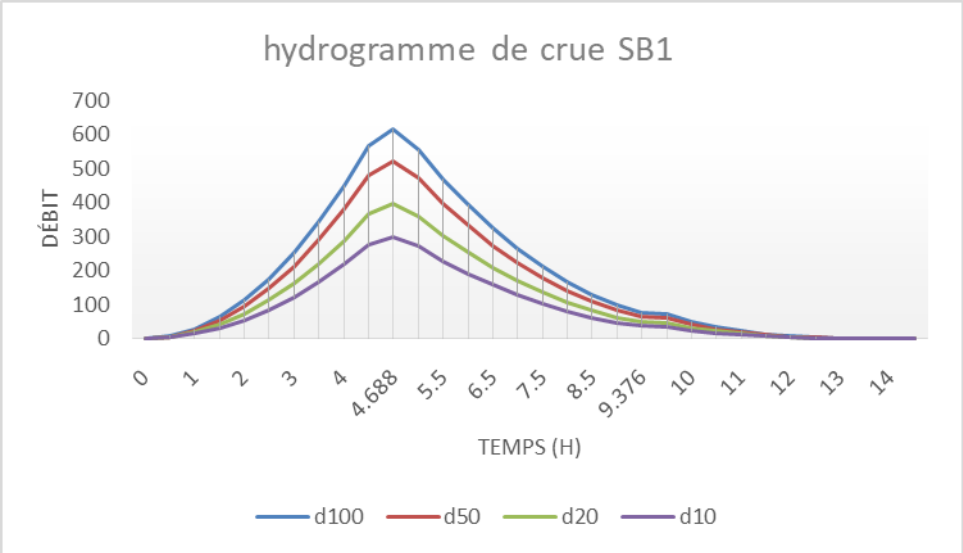
Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petite rivière et vallée dans des bassins versants dénudés et peu perméables	2.0 - 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec des terrasses de lit majeure normales.	3.0 - 4.0
Les cours d'eau de grande et moyenne taille ont des terrasses de débordement étendues.	4.0 - 7.0

Résultats de calcul :

Tableau Ⅲ.45 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps du SB1

T (ans)	100	50	20	10
T (heur)	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)
0	0	0	0	0
0.5	7.007	5.937	4.516	3.412
1	28.028	23.751	18.064	13.65
1.5	63.064	53.441	40.644	30.713
2	112.115	95.006	72.256	54.601
2.5	175.18	148.448	112.9	85.315
3	252.259	213.765	162.576	122.853
3.5	343.353	290.985	221.284	167.217
4	448.461	380.027	289.024	218.406
4.5	567.584	480.972	365.797	276.421
4.688	616	522	397	300
5	556.528	471.603	358.671	271.036
5.5	469.416	397.784	302.529	228.616
6	391.903	332.1	252.574	190.862
6.5	323.431	274.076	208.445	157.515
7	263.438	223.238	169.78	128.298
7.5	211.36	179.11	136.22	102.937
8	166.65	141.219	107.402	81.16
8.5	128.732	109.088	82.965	62.694
9	97.053	82.242	62.548	47.266
9.376	77	65.25	49.625	37.5
9.5	71.05	60.208	45.79	34.602
10	50.163	42.508	32.329	24.43
10.5	33.833	28.67	21.804	16.477
11	21.497	18.217	13.854	10.469
11.5	12.597	10.675	8.118	6.135
12	6.571	5.568	4.235	3.2
12.5	2.859	2.422	1.842	1.392
13	0.9	0.762	0.58	0.438
13.5	0.134	0.113	0.086	0.065
14	0.001	0.0001	0.0001	0.0009
14.064	0	0	0	0

Le temps de monté de la crue égale à 4.688h.
Le temps de décru de la crue égale à 9.376h.
Alors le temps de base égale à 14.064h



FigureIII.16 : hydrogramme de crue SB1

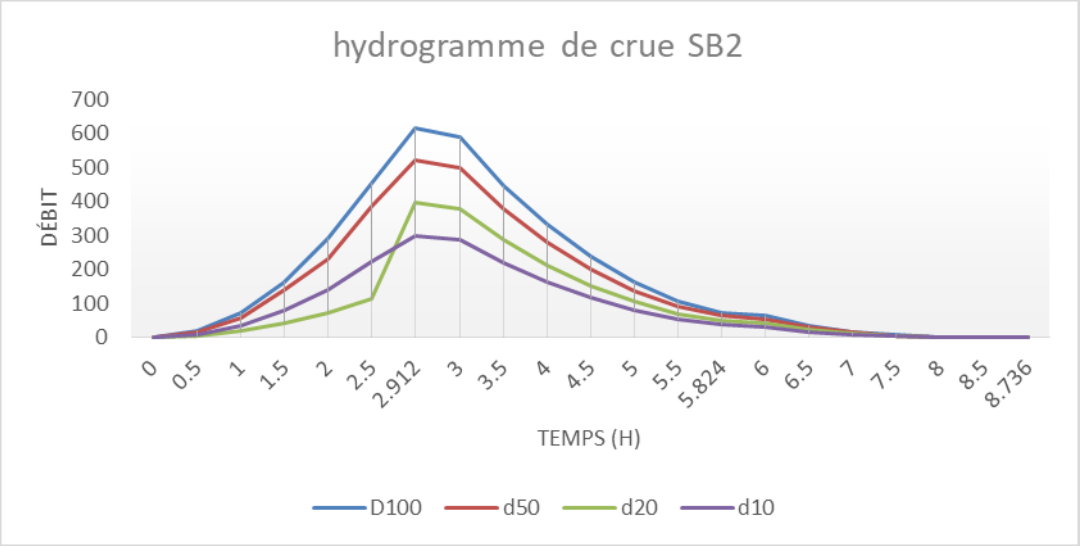
Tableau Ⅲ.46 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps SB2

T (ans)	100	50	20	10
t	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)
0	0	0	0	0
0.5	18.16	15.389	4.516	8.844
1	72.644	58.021	18.064	35.378
1.5	163.448	138.506	40.644	79.601
2	290.575	232.083	72.256	141.513
2.5	454.023	384.74	112.9	221.115
2.912	616	522	397	300
3	588.497	498.693	379.274	286.605
3.5	447.626	379.319	288.486	217.999
4	331.247	280.699	213.482	161.321
4.5	237.019	200.851	152.754	115.431
5	162.607	137.792	104.796	79.191
5.5	105.667	89.543	68.1	51.461
5.824	70	65.25	49.625	37.5
6	63.866	54.119	41.159	31.103
6.5	34.86	29.54	22.466	16.977
7	16.315	13.824	10.514	7.945
7.5	5.888	4.989	3.794	2.867
8	1.244	1.053	0.801	0.605
8.5	0.0409	0.034	0.026	0.019
8.736	0	0	0	0

Le temps de monté de la crue égale à 2.912h.

Le temps de décru de la crue égale à 5.824h.

Alors le temps de base égale à 8.736h



FigureIII.17 : hydrogramme de crue SB2

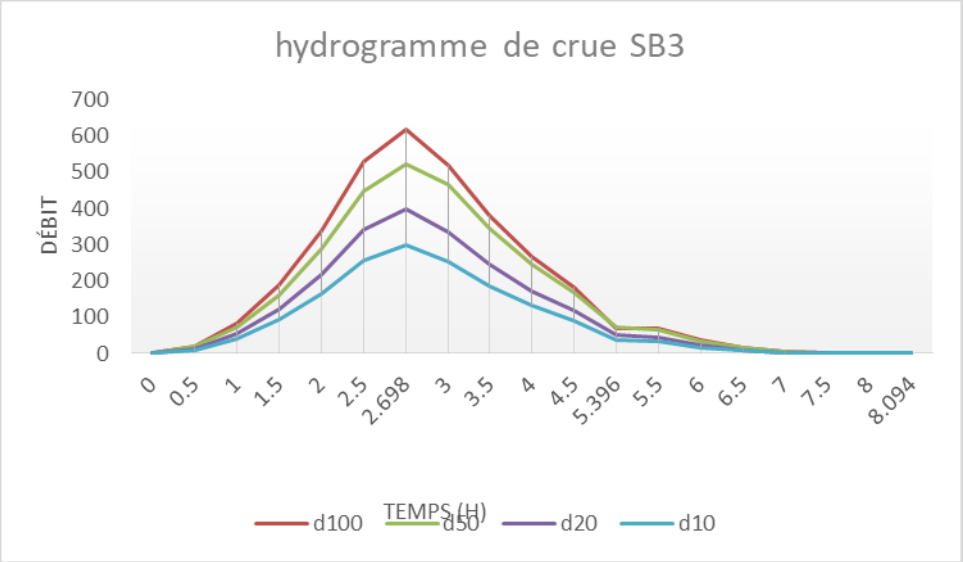
Tableau Ⅲ.47 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps SB3

T (ans)	100	50	20	10
t	Q(m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
0	0	0	0	0
0.5	13.634	21.156	17.927	10.303
1	54.538	84.625	71.711	41.214
1.5	122.712	190.405	161.35	92.729
2	218.155	338.599	286.844	164.853
2.5	340.868	528.903	448.19	257.58
2.698	397	616	522	300
3	334.003	518.263	465.543	252.395
3.5	244.989	380.135	343.624	185.13
4	173.387	269.035	245.098	131.023
4.5	117.302	182.011	167.473	88.642
5.396	49.625	70	72.777	37.5
5.5	44.104	68.434	64.96	33.328
6	23.2	35.999	35.088	17.532
6.5	10.233	15.879	16.15	7.733
7	3.308	5.133	5.655	2.5
7.5	0.529	0.821	1.11	0.4
8	0.002	0.0032	0.024	0.001
8.094	0	0	0	0

Le temps de monté de la crue égale à 2.698h.

Le temps de décru de la crue égale à 5.396h.

Alors le temps de base égale à 8.094h

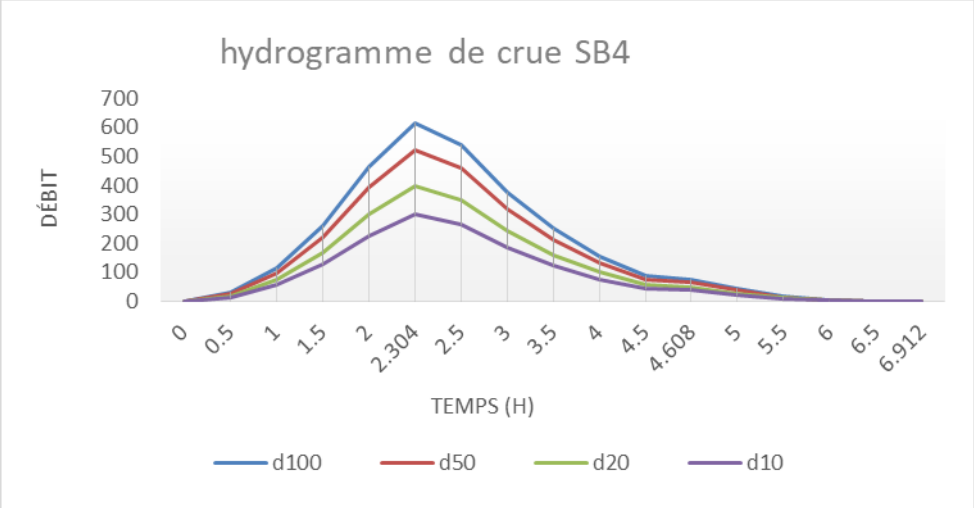


FigureIII.18 : hydrogramme de crue SB3

Tableau Ⅲ.48 : valeurs des débits de crues en fonction du temps SB4

T (ans)	100	50	20	10
t	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)
0	0	0	0	0
0.5	29.01	24.583	18.696	14.128
1	116.042	98.334	74.786	56.514
1.5	261.094	221.252	168.27	127.156
2	464.168	393.337	299.147	226.056
2.304	616	522	397	300
2.5	540.691	458.183	348.465	263.323
3	376.911	319.396	242.912	183.56
3.5	250.075	211.914	161.168	121.789
4	155.459	131.736	100.19	75.71
4.5	88.343	74.862	56.935	43.024
4.608	77	65.25	49.625	37.5
5	44.005	37.29	28.36	21.431
5.5	17.723	15.018	11.422	8.631
6	4.775	4.046	3.077	2.325
6.5	0.44	0.373	0.283	0.214
6.912	0	0	0	0

Le temps de monté de la crue égale à 2.304h.
Le temps de décru de la crue égale à 4.608h.
Alors le temps de base égale à 6.912h.

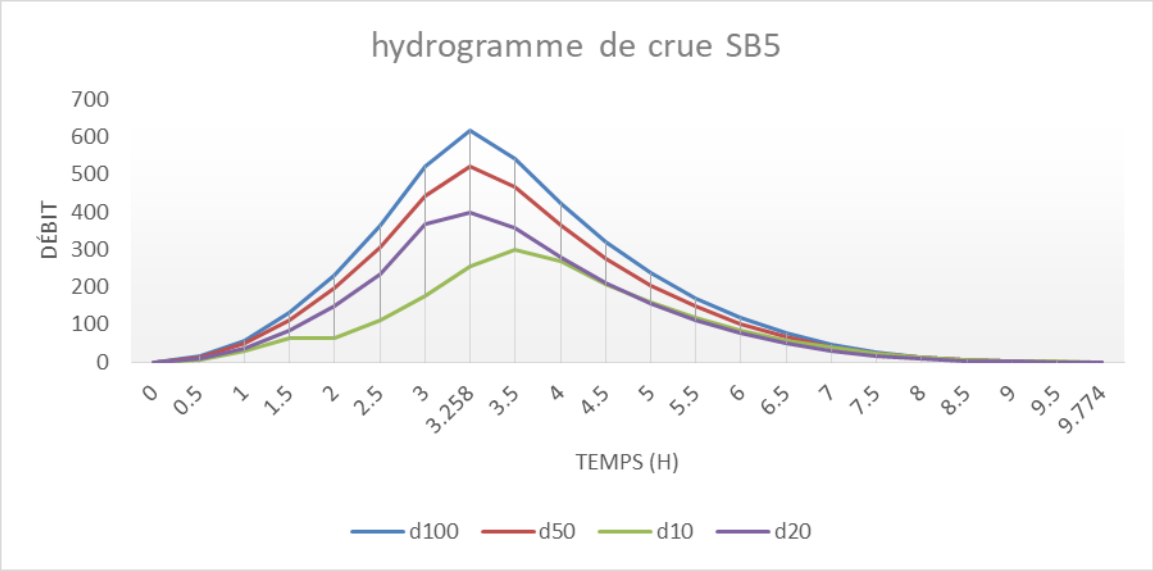


FigureIII.19 : hydrogramme de crue SB4

Tableau Ⅲ.49 : valeurs des débits de crues en fonction du temps SB5

T (ans)	100	50	20	10
Temps	**Q(m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**
0	0	0	0	0
0.5	14.508	12.294	9.305	7.065
1	58.033	49.177	37.401	28.263
1.5	130.575	110.649	84.153	63.591
2	232.133	196.71	149.605	63.591
2.5	362.709	307.36	233.759	113.052
3	522.301	442.59	366.612	176.644
3.258	616	522	397	254.367
3.5	542.033	465.973	356.174	300
4	421.969	363.209	277.625	267.8
4.5	321.089	276.788	211.568	208.741
5	237.723	205.293	156.919	159.073
5.5	170.201	147.309	112.598	117.984
6	116.854	101.422	77.523	84.66
6.516	76.011	66.216	50.613	58.288
7	46.003	40.276	30.785	38.055
7.5	25.159	22.187	16.959	23.147
8	11.81	10.533	8.051	12.751
8.5	4.286	3.901	2.982	6.053
9	0.916	0.874	0.668	2.242
9.5	0.032	0.038	0.029	0.502
9.774	0	0	0	0

Le temps de monté de la crue égale à 3.258h.
Le temps de décru de la crue égale à 6.516h.
Alors le temps de base égale à 9.774h.



FigureIII.20 : hydrogramme de crue SB5

Conclusion:

Afin de créer un aménagement adapté à la situation de l'Oued, le présent chapitre nous a permis de déterminer les caractéristiques du bassin versant pouvant influencer le cours d'eau, plus l'estimation du débit de crue idéal.

Chapitre IV : Diagnostic et modélisation du cours d'eau

Introduction :

L'étude hydraulique consiste à diagnostiquer tout événement hydraulique dans la zone d'étude. Il comprend le calcul des hauteurs d'eau et la détermination des zones de débordement. Une simulation hydraulique d'un modèle est un calcul dont les résultats reflètent le débit, la géométrie du cours d'eau et les conditions aux limites du modèle. Par conséquent, l'objectif de ce chapitre est d'étudier l'écoulement des eaux dans l'eau à aménager afin de garantir une protection régulière contre les inondations.

IV.1objectif de l'aménagement :

Les objectifs recherchés dans cette étude d'aménagement sont :

- Améliorer les conditions d'écoulement des eaux superficielles pour prévenir les débordements routiers et la submersion des terres agricoles.
- Prendre des mesures appropriées pour permettre l'écoulement des eaux superficielles pendant les crues afin de prévenir les inondations dans le voisinage du cours d'eau.
- Conserver l'environnement urbain et améliorer la santé publique.

IV.2Généralités :

L'hydraulique fluviale est la science qui étudie l'écoulement de l'eau. L'écoulement à surface libre est connu sous le nom de pression atmosphérique. Ce flux est principalement lié à la pente du canal plutôt qu'à la différence de charge entre les deux sections, comme c'est le cas dans les conduites en charge. La conception de structures hydrauliques dépend du concept d'hydraulique fluviale.

IV.2.1Canaux à ciel ouvert :

Un canal est un moyen de transport où coule de l'eau, dont la surface est libre de la pression atmosphérique. Ils peuvent être des canaux naturels ou artificiels, une pente "I" et un facteur de rugosité "n". **(Degoutte, G., 2006).**

a) Les canaux naturels :

Ce sont les canaux naturels présents dans la terre, tels que les rivières, les fleuves et les torrents, entre autres. Les caractéristiques géométriques et hydrauliques de ces canaux sont généralement irrégulières

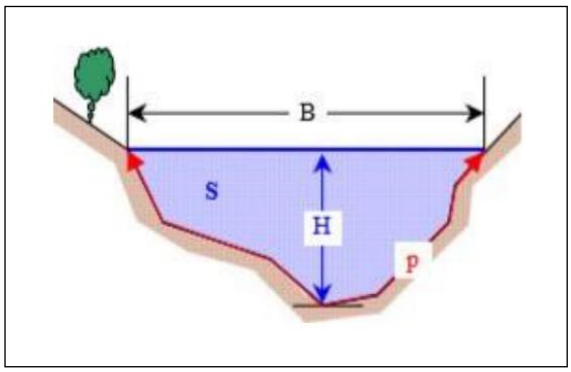


Figure IV.1 : canal naturel

- Une partie de la section du canal qui est limitée par les parois et la surface libre est la section d'écoulement Sm.
- zones humides Pm Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit, ou périmètre de la section d'écoulement moins la largeur du miroir
- La taille du miroir B La surface libre est inférieure à la section d'écoulement. La pression du fluide à cette interface est la même que celle de l'atmosphère
- Tirer d'eau Une section d'écoulement an une profondeur maximale.

b) Les canaux artificiels

Les canaux artificiels sont établis par le creusement de tranchées ou par l'aménagement de voies d'eau, qui peuvent parfois relier des rivières, des lacs ou des mers. Ils sont dotés de ponts pour permettre le passage des voies terrestres au-dessus des canaux et d'écluses, qui sont des structures destinées à surmonter les différences de niveau du terrain.

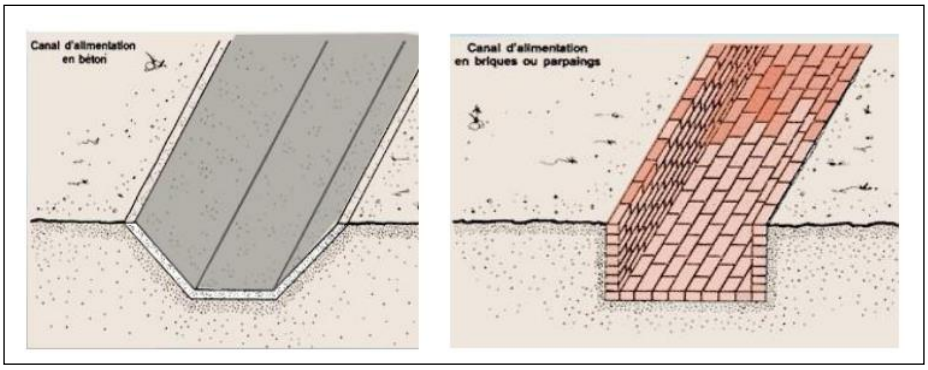


Figure IV.2 : Canaux artificiels à ciel ouvert

IV.3 Écoulement dans les canaux :

Les écoulements dans les canaux naturels ou artificiels sont des écoulements à surface libre qui sont soumis à la pression atmosphérique et provoqués par la pente du fond du canal. Il existe de nombreuses formes d'écoulement et de régimes.

IV.3.1Types d'écoulement :

Les écoulements sont classés en fonction de la variation de la profondeur h ou Dh par rapport au temps et à l'espace.

a) Variation du temps :

- **Écoulement permanant :**

Un écoulement permanent est un type d'écoulement où les caractéristiques du fluide (vitesse, pression, densité, etc.) ne changent pas avec le temps dans le domaine d'écoulement à un point donné. En conséquence, les grandeurs du fluide restent constantes à tous les points du système.

Il se divise en un écoulement :

- ✓ Uniforme
- ✓ Non uniforme

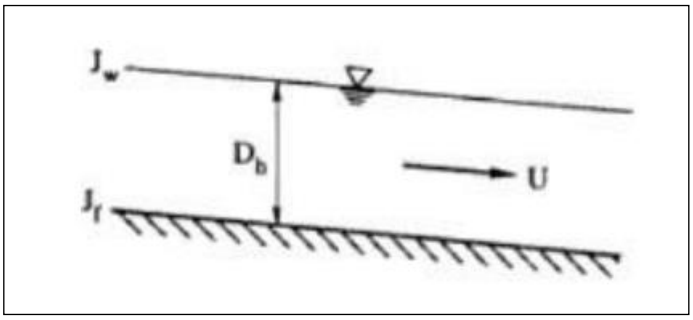


Figure IV.3 : schéma d'un écoulement permanant

b) Variation dans l'espace :

- **Ecoulement uniforme :**

Un écoulement est uniforme si la vitesse, la pente, la rugosité, la profondeur et la section restent invariables dans l'espace. En d'autres termes:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{du}{dx} = 0$$

- **Ecoulement non uniforme :**

Un écoulement non uniforme, également appelé écoulement variable, est un type d'écoulement dans lequel la vitesse du fluide varie en magnitude et/ou en direction à différents points dans le domaine d'écoulement. Autrefois dit :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dQ}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{du}{dx} \neq 0$$

IV.3.2 régime d'écoulement :

Les forces d'inertie, de gravité et de frottement sont provoquées par l'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre.

Les coefficients ou nombres adimensionnels suivants font partie des équations de mouvement réduites :

- **Nombre de Froude** Le rapport entre la vitesse d'un fluide en mouvement et la vitesse des ondes de surface dans ce fluide est connu sous le nom de nombre de Froude. Formellement, sa calculassions est la suivante :

$$Fr = \frac{V}{(g \times L)}$$

Avec :

Fr : nombre de Froude
V : la vitesse du fluide
g : est l'accélération du a la gravité
L : longueur caractéristique du système

- **Le rôle du nombre de Froude :**

Permet le classement des écoulements comme suit :

- Ecoulement fluvial : Fr<1
- Ecoulement torrentiel : Fr>1
- Ecoulement critique : Fr=1

- **Nombre de Rynolds :** Le nombre de Reynolds, également connu sous le nom de Re, est un nombre sans dimension utilisé en pour représenter le régime d'écoulement d'un fluide autour d'un objet. Le calcul du nombre de Reynolds est effectué de la manière suivante :

$$Re = \frac{(\rho \times V \times L)}{\mu}$$

Avec :

Re : nombre de Reynolds
ρ : la masse volumique du fluide
V : la vitesse caractéristique
L : longueur caractéristique
μ : la viscosité dynamique d'un fluide

- **Le rôle du nombre de Rynolds :**

Permet le classement des écoulements comme suit :

- Ecoulement laminaire Re<500.
- Ecoulement turbulent Re>2000.
- Transitoire 500<Re<2000.

Ainsi, la combinaison des deux chiffres produit la classification suivante si :

- Fr < 1, Re < 500 : écoulement fluvial-laminaire.
- Fr < 1, Re > 2000 : écoulement fluvial-turbulent.
- Fr > 1, Re < 500 : écoulement torrentiel-laminaire.
- Fr > 1, Re > 2000 : écoulement torrentiel-turbulent.

IV.4 diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé :

IV.4.1Etat de l'oued de la zone d'étude :

Sur l'oued il y a un pont existant

Le début d'aménagement en amont c'est un point qui se trouve à une distance de 208,0 m du pont N1 sur RN 10.

La direction principale du cours d'eau de l'oued est de Sud - Est vers Nord - Ouest.

La route RN 10 passe parallèlement de l'oued.

En aval du pont de la RN10, oued Sigus à des rives avec une faible pente, la vallée à une forme trapézoïdale ou bien parabolique.

Les photos ci-après représentent l'état de l'oued avant l'aménagement.



Figure IV.1 : Tronçon de l'oued Sigus à l'amont du début de l'aménagement



Figure IV.2: Détail d'un canal maçonné à l'amont du pont



Figure IV.3 : Détail du bief amont du pont



Figure IV.4: Détail du bief aval du pont



Figure IV.5: Détail d'une chute naturelle de l'oued



Figure IV.6 : Tronçon à l'aval d'un ouvrage busé sur la route



Figure IV.7 : Lit de l'oued après d'un ouvrage busé sur la route

IV.4.2 Simulation de l'écoulement sur HEC RAS :

Nous allons maintenant mener une étude plus locale sur les zones à risque d'inondation. Pour y parvenir, nous disposons des estimations de débits de crue obtenues à l'aide de la méthode GRADEX pour différentes périodes de retour.

Ainsi, la simulation sera effectuée à l'aide du programme HEC-RAS (dont la présentation est disponible en annexe), qui inclura la géométrie de l'oued sous forme de traits en travers. Les profils doivent être relevés perpendiculairement à l'écoulement. Le lit mineur de rivière et le lit majeur peuvent avoir une orientation différente de l'axe.

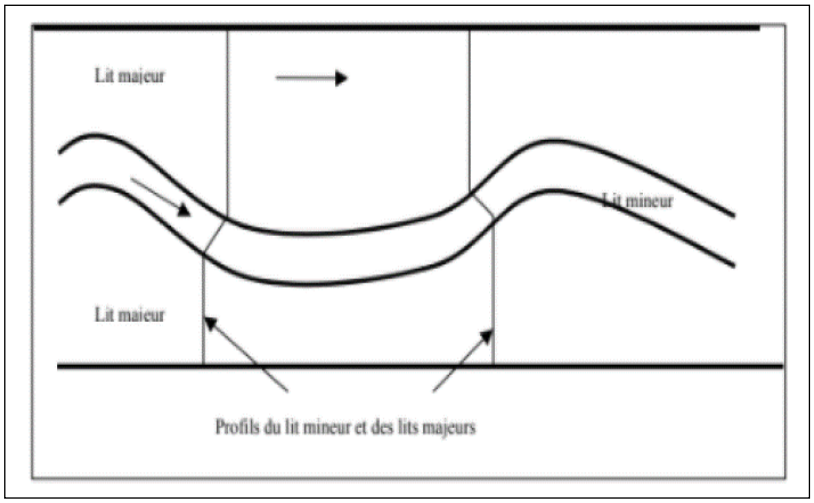


Figure IV.8: Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS.

IV.4.2.1 Présentation du logiciel Hec-Ras :

Le logiciel de modélisation hydraulique appelé système d'analyse des rivières du Centre d'ingénierie hydrologique est conçu pour simuler l'écoulement des rivières et des canaux tout en tenant compte des phénomènes d'influence en aval. Le réseau est caractérisé par ses noeuds, ses conduites et ses découpages en bassins versants en fonction de son débit d'apport. Les données d'entrée sont caractérisées par les hydrogrammes en régime transitoire et le débit du projet en régime permanent. Les résultats peuvent être présentés sous forme de tableaux (affichant la hauteur, la vitesse, les débits et le volume pour chaque livre), de graphiques (affichant une vue en plan ou un profil en long) ou d'une vision dynamique. **U.S. Army Corps of Engineers (2010a, b).**

Les équations d'hydraulique à surface libre (Saint-Venant 1D, Manning Strickler) sont utilisées pour les calculs des différents paramètres hydrauliques effectués par le logiciel HEC-RAS.

IV.4.2.2 les étapes de simulation par HEC-RAS :

Avant de commencer il faut crée un nouveau projet qui consisté à choisir un nom, un titre et l'emplacement du fichier.

- **La modélisation d'une rivière à l'aide de données géométriques :**

  Dans ce projet, les levés topographiques des études antérieures, obtenus au niveau du bureau d'étude, ont été utilisés. Il est important de noter que ces documents ne sont pas complets, ce qui nous a poussés à utiliser le logiciel Global Mapper pour télécharger une carte d'élévation (Modèle d'élévation numérique - DEM) de la base de données gratuite ASTER GDEM Worldwide Elevation.

  - Nous avons utilisé AutoCAD Civil 3D pour charger les profils, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir des relevés topographiques reconnus par HEC-RAS.

Nous avons augmenté notre temps et notre précision cette année.Calculer les levés actuels à l'aide du modèle DEM. Etablissement des axes des cours d'eau et le cours d'eau principal.

- Importation des fichiers depuis AutoCAD covadis vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS.

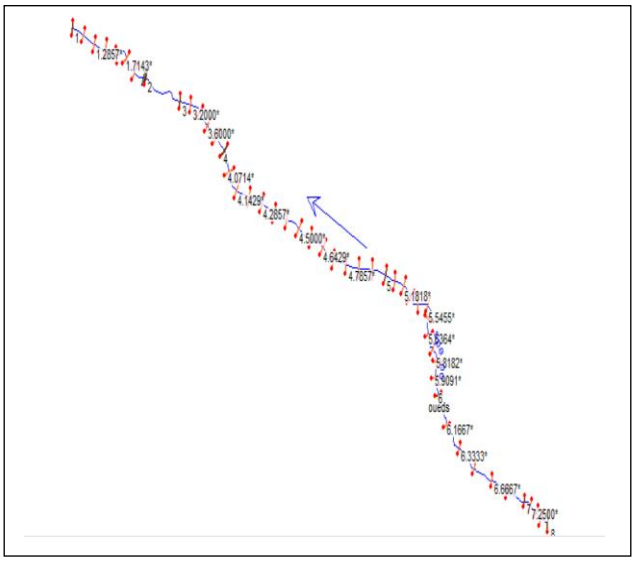


Figure IV.9 : Profils en travers d'oued Sigus

➢ **Les données hydrométriques ainsi que les conditions liées aux limites:**

La modélisation hydraulique par HEC-RAS consiste à spécifier les débits d'entrée et les conditions aux limites telles que le coefficient de Maning et la hauteur critique afin de pouvoir effectuer le calcul des profils de surface de l'eau dans chaque section de l'Oued.

Parce qu'il n'y avait pas d'informations (courbe débit-hauteur), nous devions choisir la hauteur critique comme condition aux limites car le programme calcule la hauteur critique lui-même et l'utilise comme condition aux limites.

➢ **Simulation :**

Après avoir introduit les données géométriques, hydrométriques et les conditions aux limites, nous devons choisir un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour effectuer le calcul. Nous déclenchons la simulation dans notre exemple en supposant un régime équilibré.

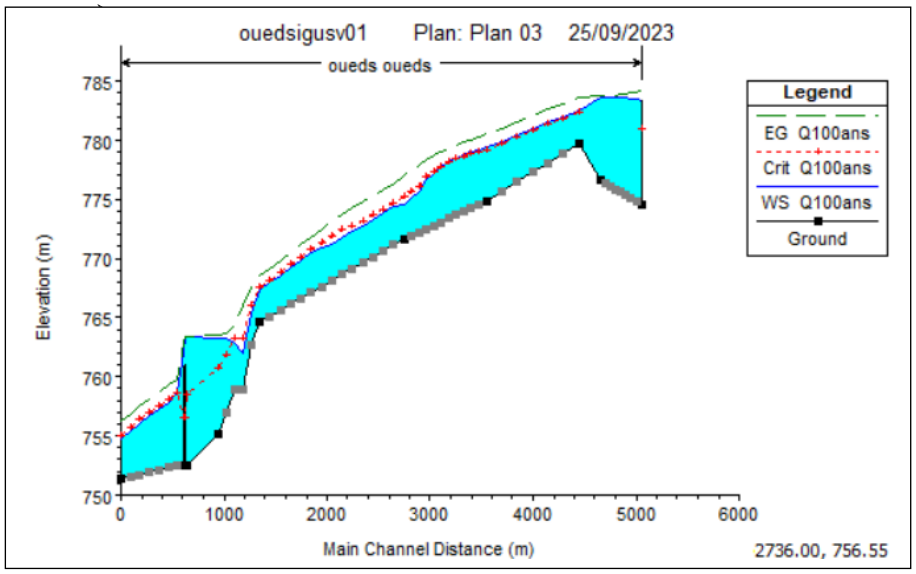


Figure IV.10 : profils en long de l'oued après la simulation

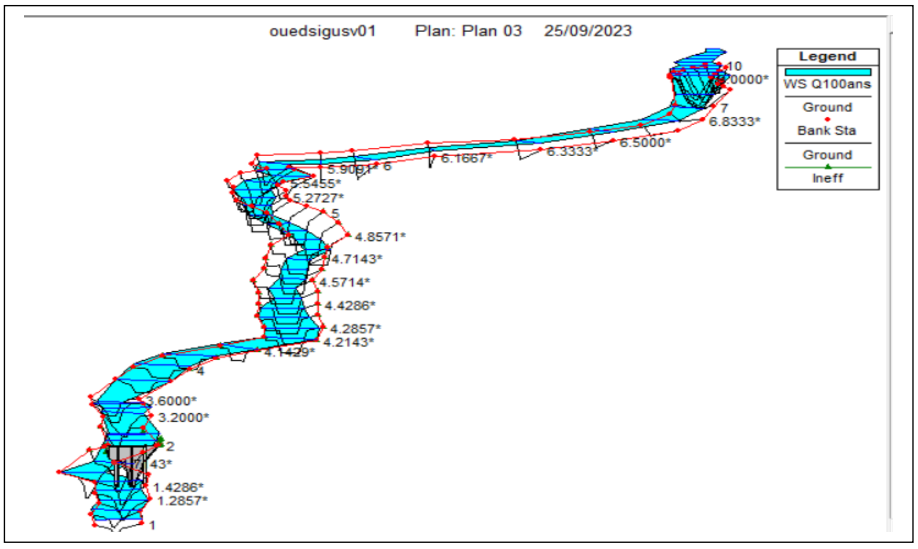
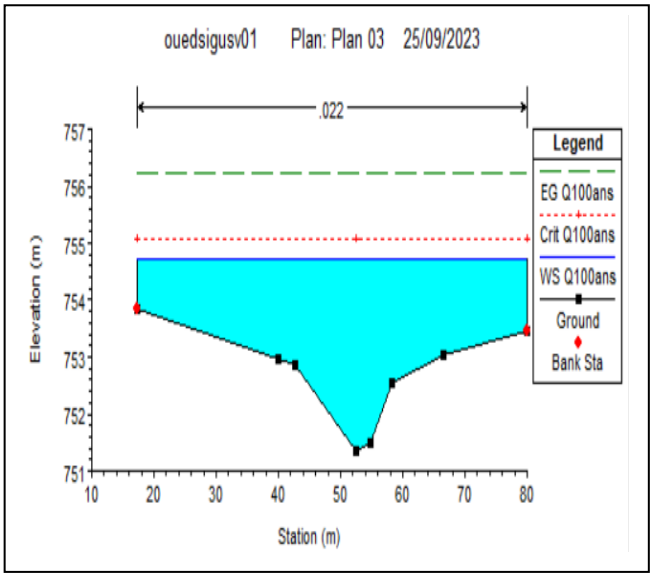
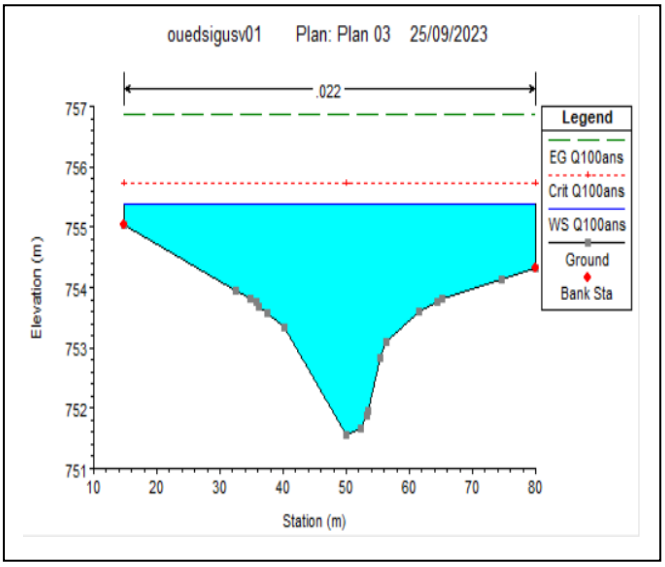
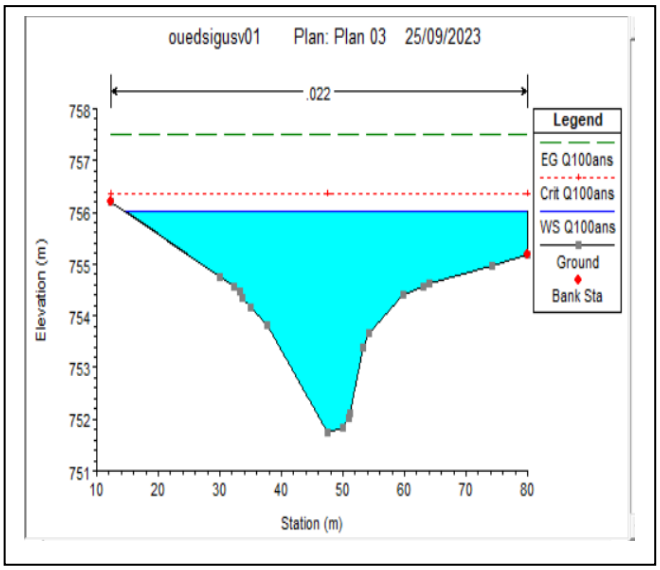


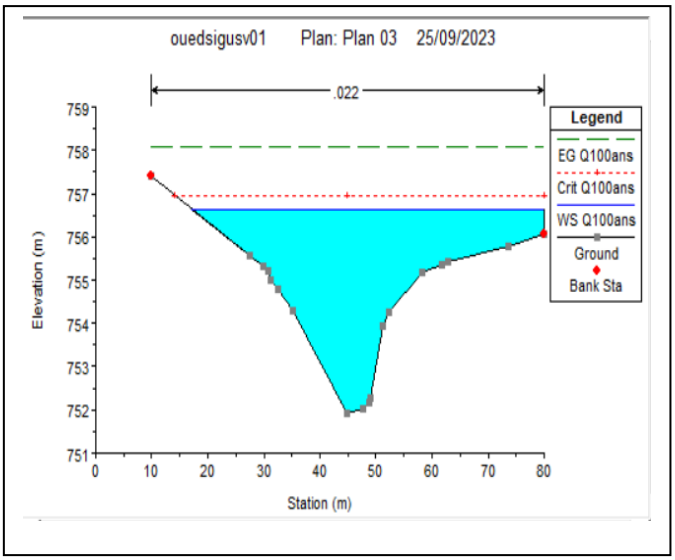
Figure IV.11 : vue en plan en 3D d'oued Sigus après simulation

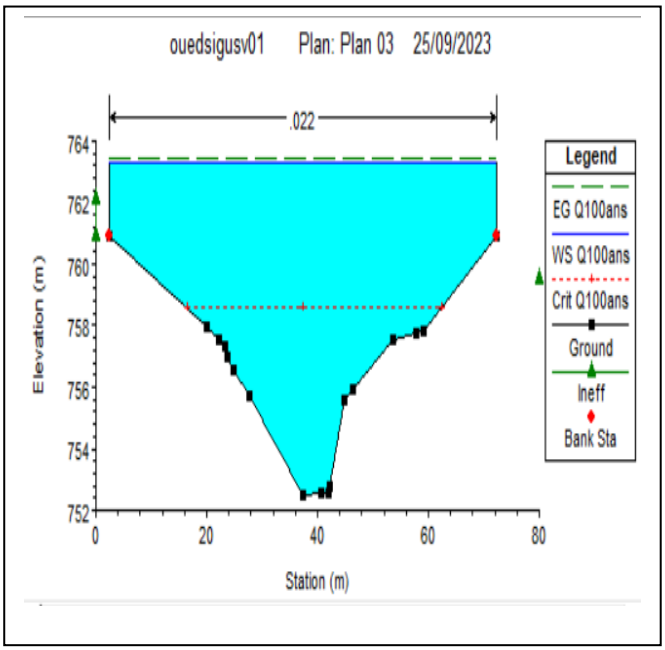
Les figures suivantes représentent des sections en travers de l'oued :

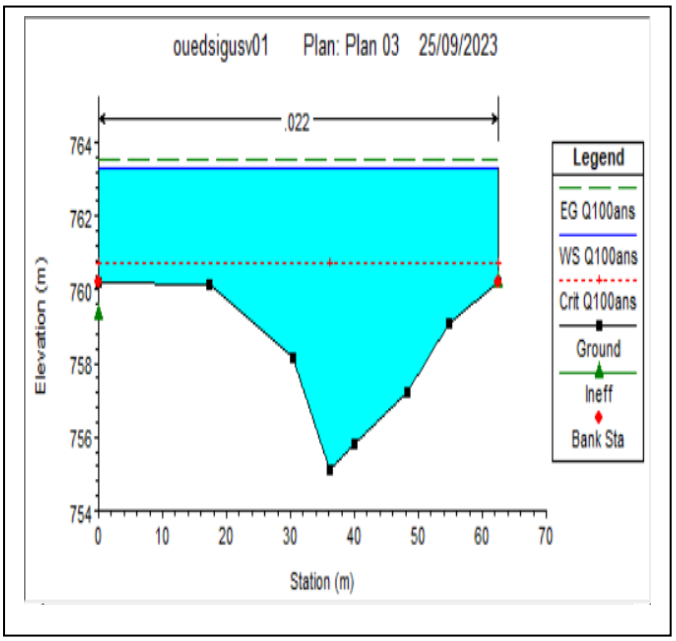

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

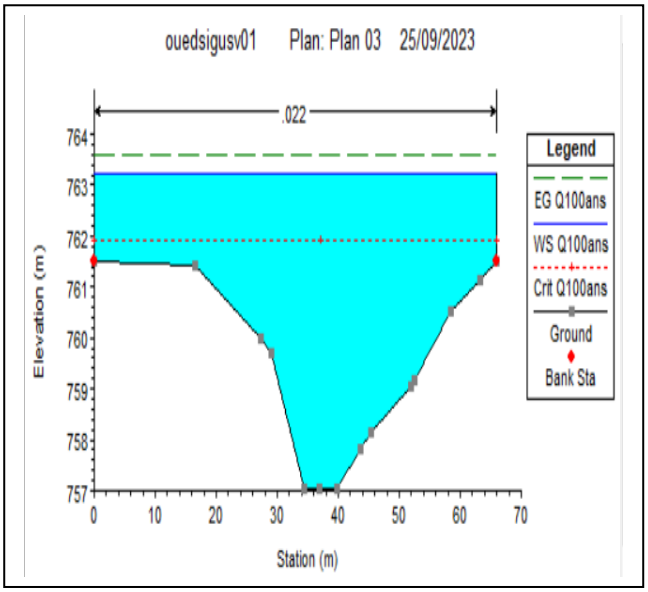

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

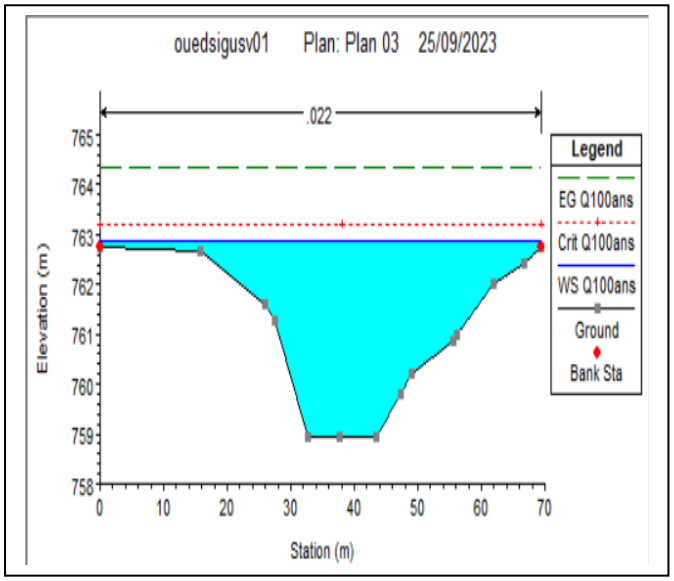

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

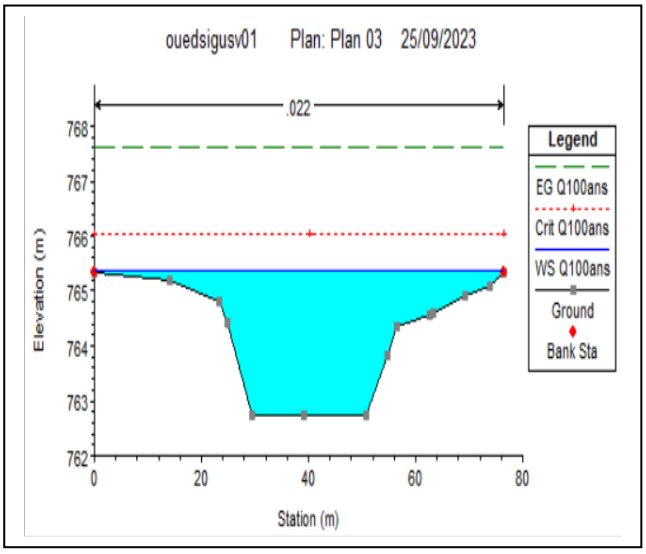

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

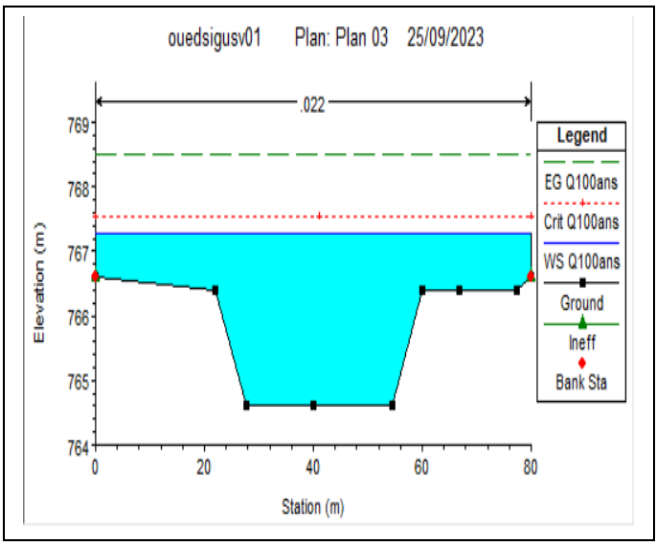

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

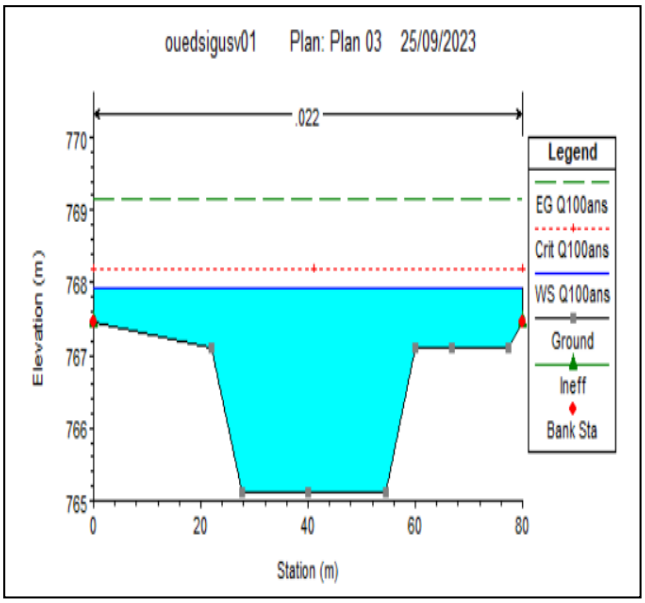

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

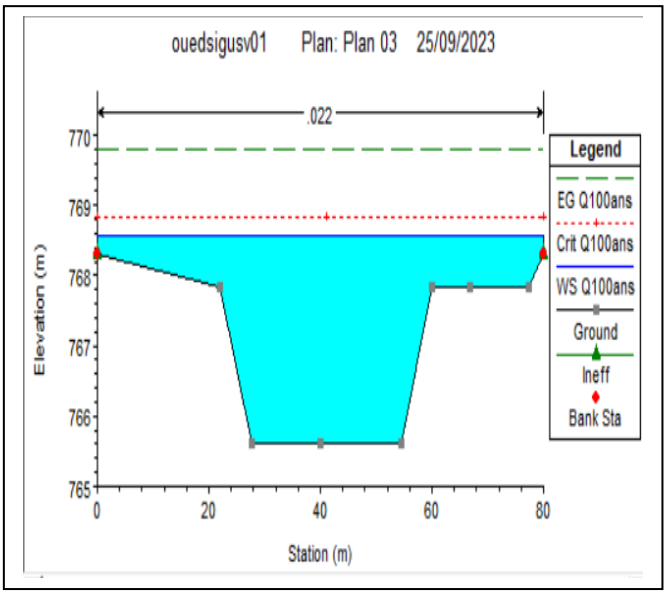

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

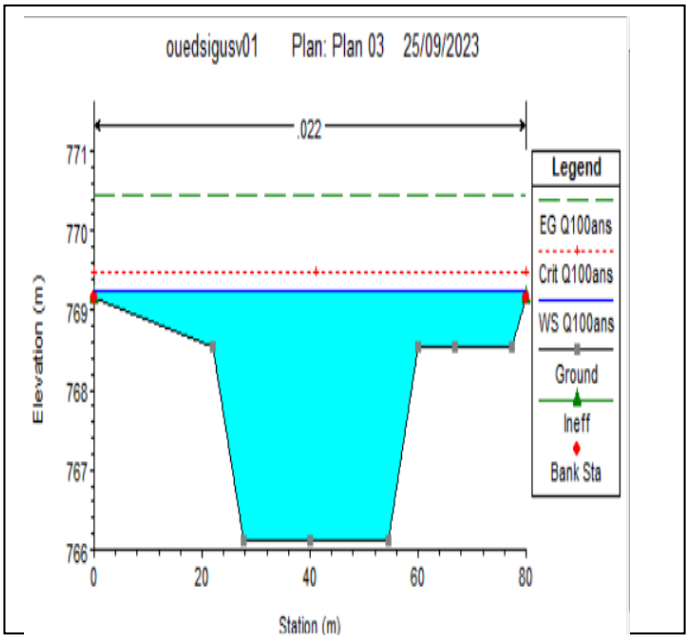

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

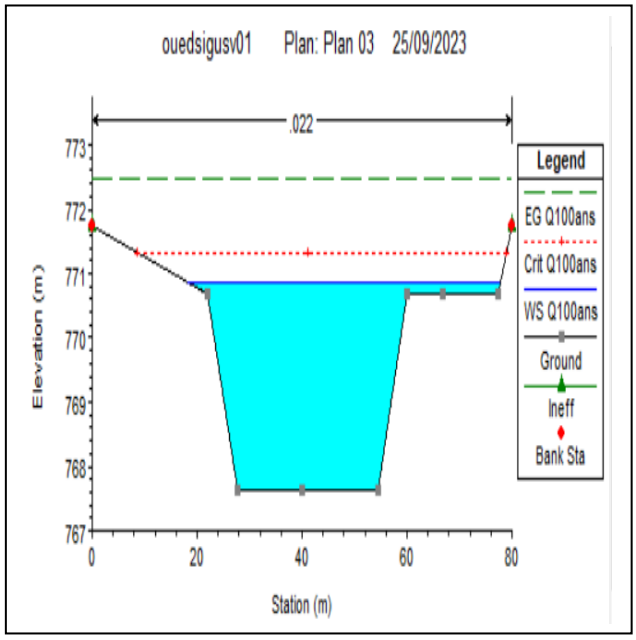

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

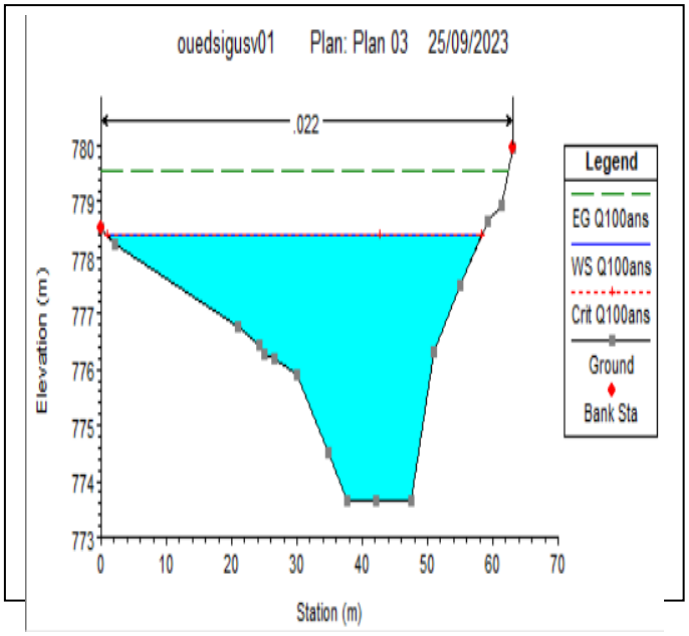

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

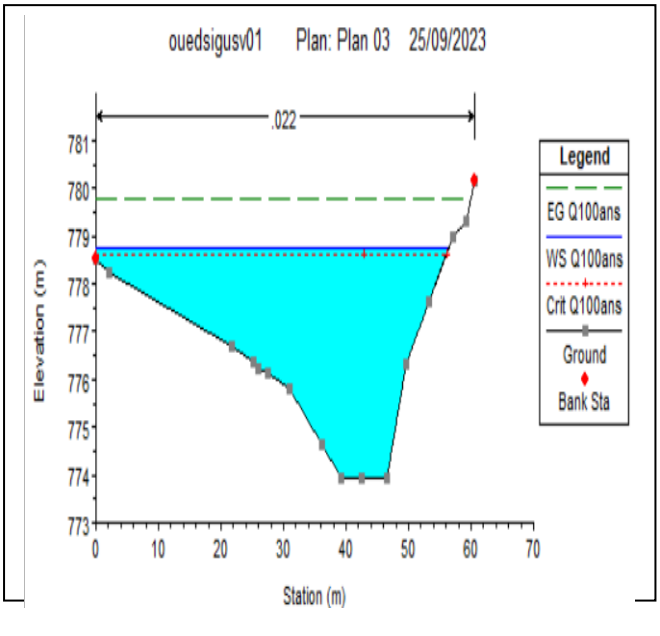

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

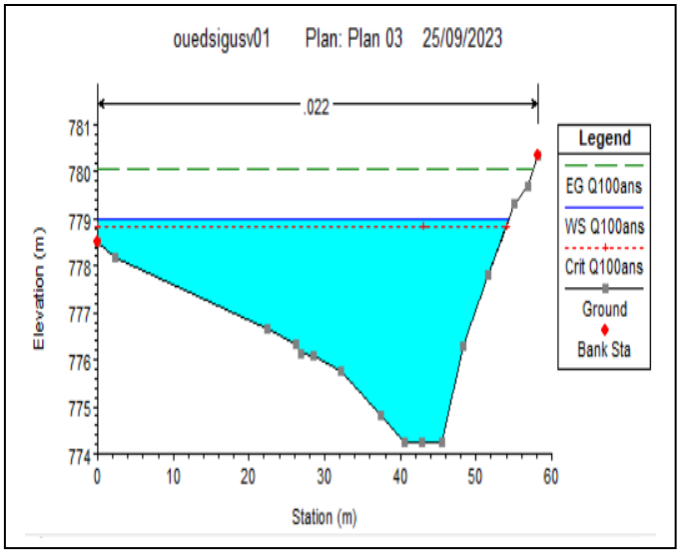

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

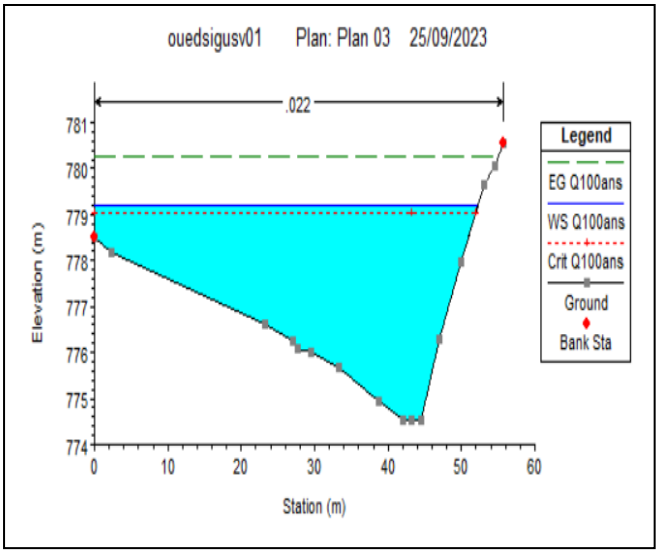

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

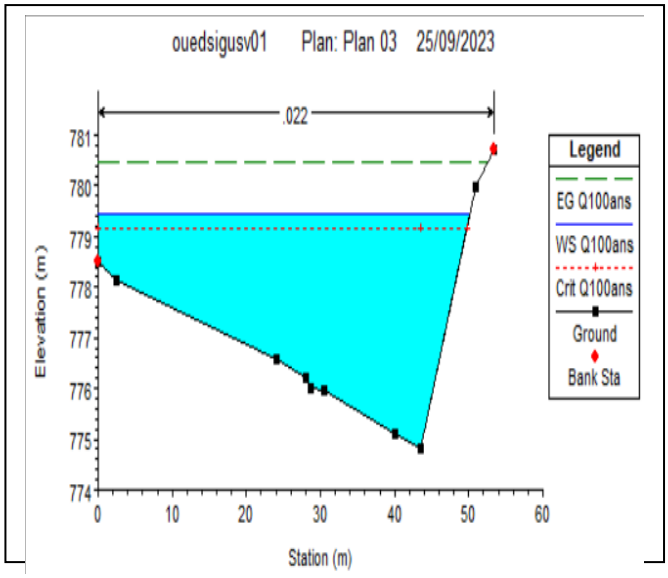

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
Crit Q100ans
WS Q100ans
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

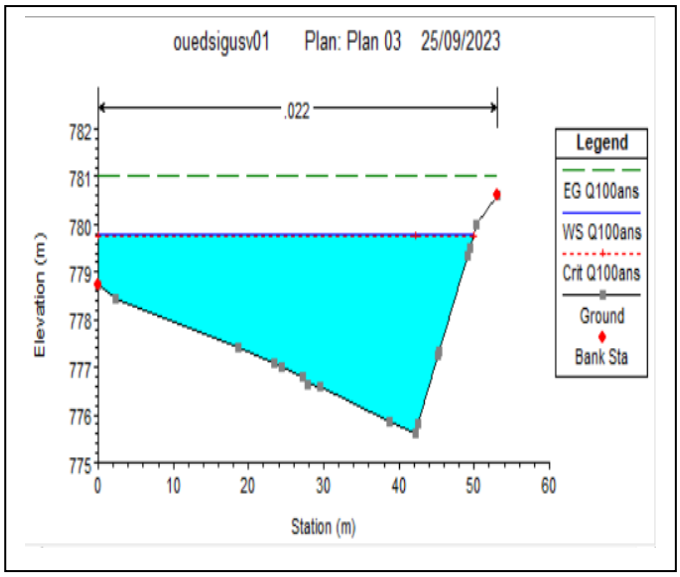

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

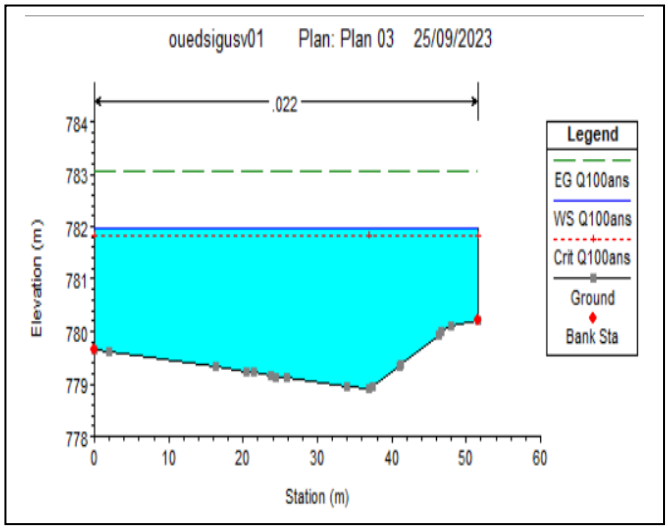

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

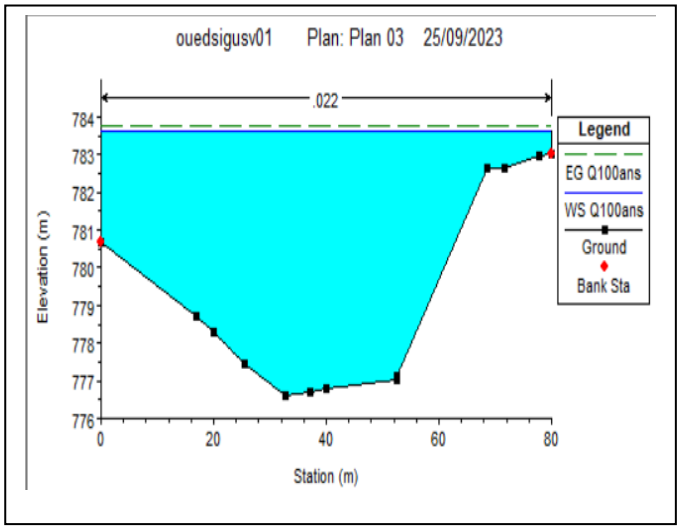

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

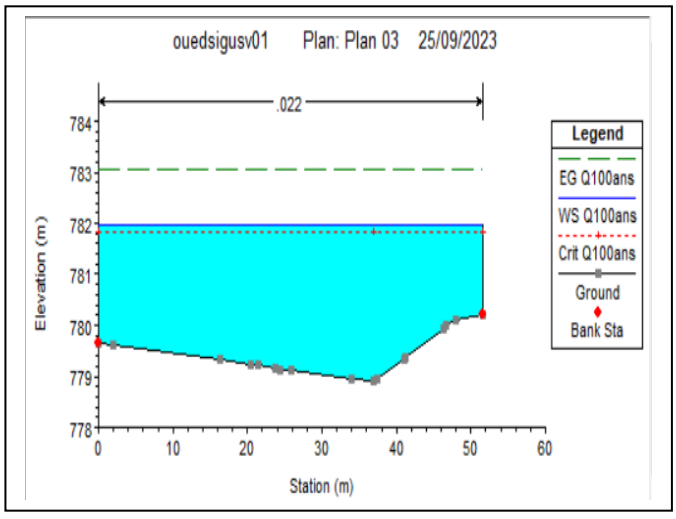

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

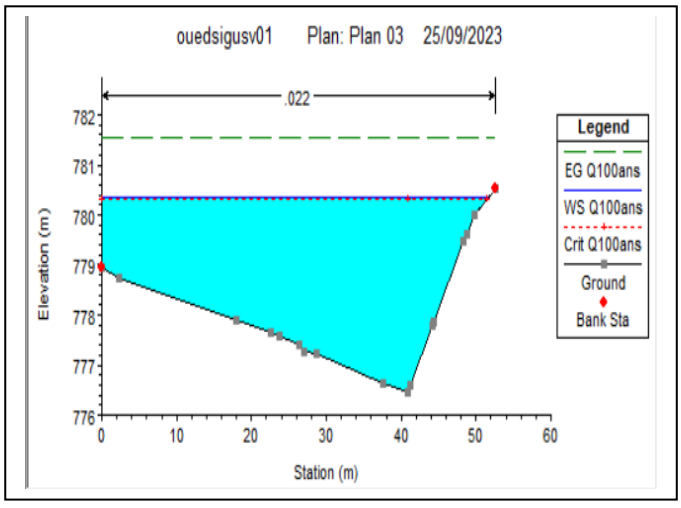

ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


ouedsigusv01 Plan: Plan 03 25/09/2023
.022
Legend
EG Q100ans
WS Q100ans
Crit Q100ans
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

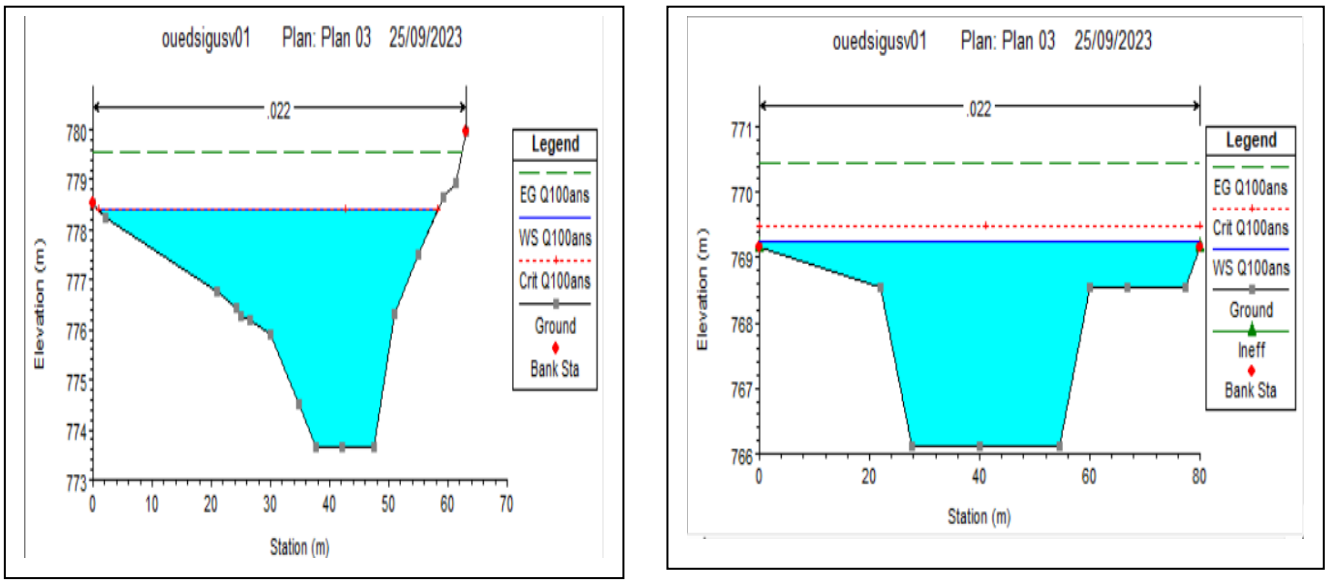


Figure IV.12 : Profils en travers de l'Oued

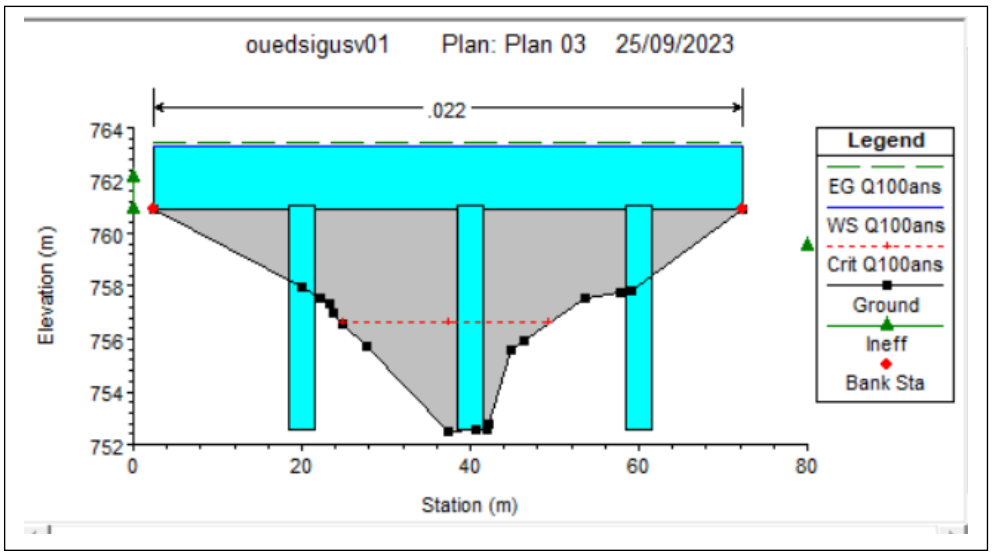


Figure IV.13 : profil en travers d'un ouvrage noyé

Il est envisageable de conclure que le cours d'eau en son intégralité ne peut pas supporter la crue annuelle à la fois en amont et en aval de l'oued, car le canal est en partie noyé. En conséquence, il y a toujours un risque d'inondation dans les zones urbaines, industrielles et agricoles, Les résultats de la simulation sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.1 : résultat de simulation par HEC RAS

River	River station	Q total Q_{100ans}	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Fr
		(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m^2)	(m)	
Oued	7.500	616	778.90	781.97	781.35	783.76	0.003249	4.50	133.02	51.53	1.01
Oued	7.250	616	777.26	781.45	780.85	783.74	0.003341	4.55	131.54	51.90	1.02
Oued	7.166	616	776.44	780.98	783.34	783.71	0.003179	4.61	133.32	52.27	1.03
Oued	7	616	775.62	780.36	783.14	783.66	0.003578	4.63	127.56	51.68	1.01
Oued	6.833	616	774.80	779.78	782.47	783.55	0.003589	4.68	125.79	49.94	1.28
Oued	6.666	616	774.80	779.43	781.97	783.06	0.002780	4.62	136.41	50.17	1.30
Oued	6.500	616	774.52	779.21	781.45	782.56	0.002975	4.83	135.41	52.23	1.07
Oued	6.333	616	774.23	779.00	780.98	782.07	0.003069	4.90	136.01	54.36	1.2
Oued	6.166	616	773.94	778.73	780.36	781.54	0.003312	4.52	134.65	56.43	1.02
Oued	6	616	773.65	778.42	779.78	781.00	0.003716	4.55	130.96	57.56	1.22
Oued	5.909	616	773.36	778.13	779.43	780.47	0.003772	4.53	129.54	56.49	1.36
Oued	5.818	616	773.07	777.70	779.21	780.26	0.005343	4.57	122.88	52.48	1.05
Oued	5.727	616	772.78	777.23	779.00	780.04	0.004106	4.70	116.24	47.28	1.22
Oued	5.636	616	772.49	776.60	778.73	779.80	0.004346	4.76	106.19	37.86	1.23
Oued	5.545	616	771.92	775.72	778.42	779.55	0.004467	5.01	93.92	31.55	1.05
Oued	5.454	616	771.63	775.10	778.13	779.28	0.005343	5.30	90.19	32.40	1.08
Oued	5.363	616	770.63	774.60	777.79	778.98	0.006295	5.80	89.88	33.78	1.1
Oued	5.272	616	769.63	774.01	777.41	778.65	0.006699	6.56	105.45	35.56	1.21
Oued	5.181	616	768.63	772.76	776.94	778.28	0.004213	6.20	97.86	35.78	1.11
Oued	5.090	616	767.63	771.77	776.16	777.82	0.005383	6.69	100.26	36.96	1.29
Oued	5	616	766.63	770.94	775.66	777.29	0.005143	5.84	113.96	61.37	1.08
Oued	4.857	616	765.63	769.86	775.20	776.78	0.006412	6.29	124.91	75.03	1.22
Oued	4.714	616	764.63	768.56	774.18	775.74	0.006100	6.14	123.83	80.00	1.19
Oued	4.571	616	762.73	767.30	773.15	774.69	0.006843	5.41	127.67	80.00	1.27
Oued	4.428	616	760.83	765.35	772.47	773.55	0.006242	4.93	92.71	76.48	1.22
Oued	4.142	616	785.93	763.81	771.33	772.32	0.016775	4.97	88.40	61.66	1.28
Oued	4	616	757.03	762.26	770.11	771.04	0.014804	4.82	82.30	46.32	1.22
Oued	3.800	616	755.72	760.83	768.81	769.74	0.012926	6.64	77.91	41.00	1.93
Oued	3.600	616	755.69	759.15	767.52	768.44	0.013337	6.97	77.06	43.10	1.86
Oued	3.400	616	755.14	758.32	766.01	766.95	0.014978	6.61	129.88	57.49	1.91
Oued	3.200	616	754.23	757.03	764.55	765.52	0.003927	5.80	113.17	55.36	1.28
Oued	3	616	753.83	755.14	763.15	764.15	0.005866	6.71	113.79	61.32	1.93
Oued	2	616	752.31	752.69	761.83	762.87	0.006500	4.74	115.44	62.81	1.01
Oued	1.875	616	752.12	752.50	760.60	761.67	0.006249	5.44	114.98	62.80	1.22
Oued	1.714	616	751.93	752.31	759.15	760.30	0.006438	5.41	114.41	65.23	1.27
Oued	1.571	616	751.74	752.12	758.66	759.74	0.006868	5.34	113.96	65.32	1.25
Oued	1.428	616	751.55	751.93	756.37	759.17	0.006990	5.36	113.34	62.42	1.26
Oued	1.285	616	751.36	751.74	755.72	758.59	0.006846	5.38	129.88	57.44	1.31
Oued	1.142	616	751.30	751.55	755.06	758.00	0.003880	5.41	133.70	64.16	1.30
Oued	1	616	751.20	751.36	755.00	757.38	0.004528	5.44	134.19	63.86	1.29

Avec :

Min Ch. El : Altitude du radier du canal d'écoulement

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

Top Width : Largeur au miroir

Vel chnl : Vitesse

Flow area : Section mouillée

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

Froude # chl : Nombre de Froude **E.G slope** : Pente de la ligne d'énergie

Interprétation :

Quand nous regardons le niveau d'eau dans toutes les sections en travers de l'oued, nous constatons que tout l'oued est inondé sur toute sa longueur en fonction des conditions suivantes :

La vitesse d'écoulement varie entre 4.50 et 6.97 m/s

Variation du régime d'écoulement le long de l'oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui varie entre 1.01 et 1.93.

IV.5 les zones inondables :

Le logiciel HEC-RAS a été utilisé pour simuler l'état naturel du cours d'eau en cas de crue centennale dans le but de déterminer les points de débordement ou en général la délimitation des zones inondables.

Les résultats de la simulation précédente ont été basés sur l'application RAS-Mapper, qui est incluse dans HEC-RAS version 5.0.1.

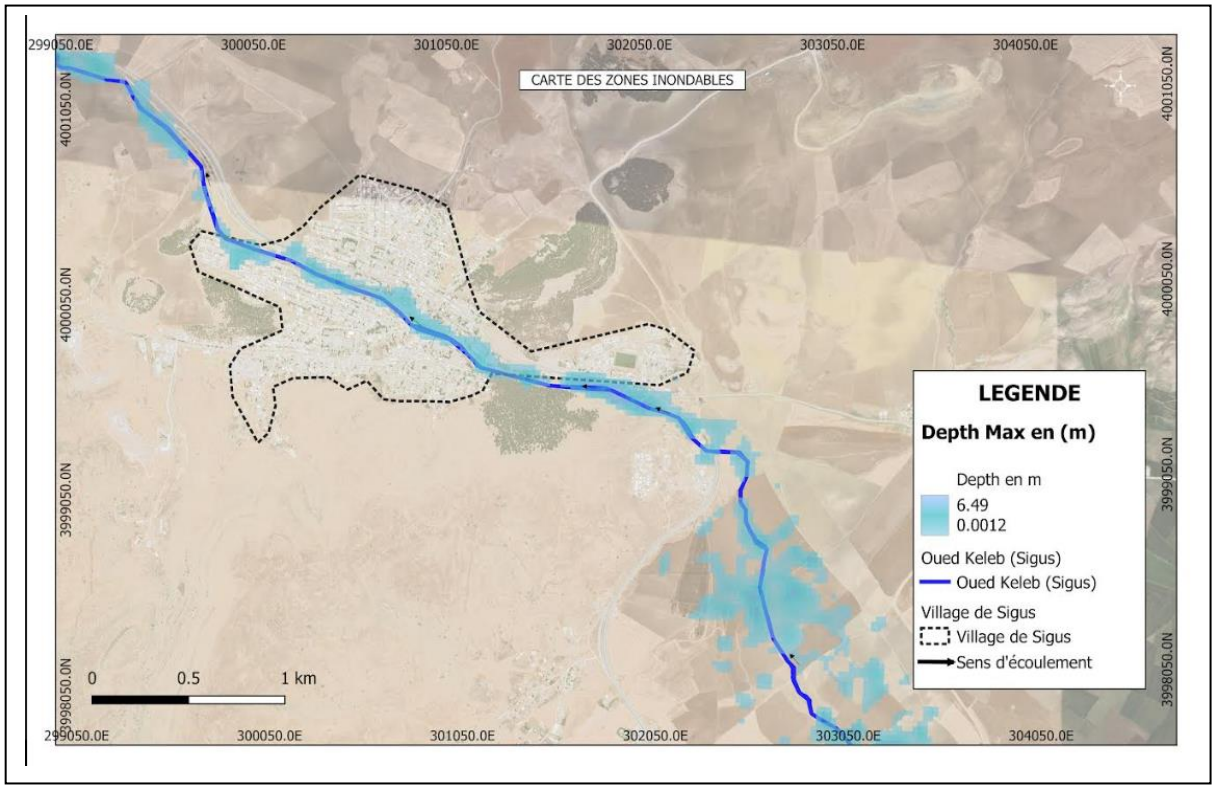


Figure IV.14 : les zones inondables

La carte des zones inondables est un outil essentiel pour comprendre et gérer les risques d'inondation dans notre région. Elle met en lumière les zones susceptibles d'être affectées par les crues des cours d'eau ou les inondations côtières, permettant ainsi aux autorités et aux résidents de prendre des mesures préventives appropriées. La sensibilisation à ces zones est cruciale pour la sécurité de notre communauté, et elle nous rappelle l'importance de la

préparation en cas de catastrophe. La mise à jour régulière de cette carte est nécessaire pour refléter les évolutions météorologiques et environnementales, et pour assurer la protection continue de nos biens et de nos vies.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de poser les bases essentielles pour la suite de notre mémoire, en nous dotant d'une connaissance approfondie de la rivière et de ses besoins. La modélisation nous offre la possibilité de simuler différents scénarios d'aménagement et d'évaluer leurs impacts potentiels, en favorisant une prise de décision éclairée. Cet étape a été un point de départ essentiel pour notre travail, et il nous guide vers la réalisation de notre objectif principal : la mise en œuvre d'un aménagement durable et équilibré de ce cours d'eau, bénéficiant à l'environnement et à la communauté locale.

Chapitre V : Etudes des variantes d'aménagement

Introduction :

Le but de cette étude est de s'assurer que Sigus City est suffisamment protégée contre les inondations. La protection consiste à choisir les meilleures solutions de construction en fonction des conditions naturelles.

Sur la base des résultats des chapitres précédents et de l'analyse de notre zone d'étude, des schémas d'aménagement d'Oued Sigus seront proposés.

Une variante de ces modèles sera conservée et examinée. Cette option permettra de protéger la localité des inondations de l'oued.

Il est essentiel que les solutions soient réalisables d'un point de vue technique et économique, ainsi que qu'elles soient entièrement adaptées au terrain et à ses caractéristiques géologiques et topographiques.

V.1 Principe d'aménagement:

En évacuant les eaux des crues vers l'écoulement, en respectant toutes les conditions d'écoulement, de stabilité des côtes et en tenant compte de l'impact environnemental de cet aménagement, les variantes ont été choisies pour protéger la ville de Sigus contre les inondations. Ainsi, différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la variante. Les travaux de protection sont classés en deux types : directs et indirects.

V.1.1 les différents types d'aménagement:

V.1.1.1 Protection directe (Rapprochées):

La protection directe implique l'intervention directe sur le site menacé en prenant les mesures ci-dessous.:

- **Curage :**

  L'élimination de tous les obstacles et dépôts entravant l'écoulement de l'eau améliore considérablement les conditions d'écoulement. Le débroussaillage est également nécessaire lors de la traversée des agglomérations pour des raisons sanitaires et en sections courantes pour réduire la rugosité et augmenter la débitante.

- **Recalibrage :**

  Il permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau afin d'augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et de garantir une section mouillée répondant aux critères de protection souhaités.

- **Réalisation des canaux:**

  Permettant de restaurer le couloir d'oued original. Dans les cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupés par des bâtiments ou par la voirie, cette solution est indispensable

- **Protection des berges :**

Toute construction qui permet de maintenir la stabilité des terres malgré l'influence de l'eau est incluse dans cette catégorie. Les crues provoquent des courants perturbateurs sur les côtes. Cela s'applique également aux sols qui glissent en raison de l'infiltration de l'eau après la levée de la crue. Il est important de protéger les berges dans le voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

- **Endiguement des oueds :**

En construisant des digues sur les deux rives du cours d'eau. Les ressources en main d'œuvre et en matériaux locaux facilitent cette tâche. De plus, cette forme de sécurité permet d'établir une protection sélective. Il est possible de le faire progressivement en protégeant la zone la plus riche et la plus densément peuplée des régions qui sont souvent vulnérables aux inondations. Cependant, il convient de noter que ce processus de protection provoque fréquemment une surélévation du niveau de l'eau, rendant plus difficile le drainage des terrains bas.

V.1.1.2 Protection indirecte (Éloignées):

Cependant, la protection indirecte consiste à protéger les sites menacés de manière plus éloignée, à l'extérieur de la zone d'aménagement, en élevant des structures sur les cours d'eau susceptibles d'entraîner des inondations.

- **Création des canaux périphériques:**

L'acheminement des eaux vers les rivières pour les rediriger vers des zones protégées. Cette déviation peut s'appliquer à une partie ou toute l'eau d'une rivière vers une autre.

- **Réalisation des barrages:**

Tables de stockage et de laminage des crues en aval des zones en danger. Le volume et la capacité de laminage du barrage devront être maximisés pour répondre au mieux à l'objectif de protection.

- **Aménagement des bassins versants:**

Les méthodes biologiques pour prévenir l'érosion et/ou la construction de seuils en les méthodes biologiques pour prévenir l'érosion et/ou la construction de seuils en gabions réduisent les vitesses d'écoulement et déplacent les sédiments vers l'amont.

V.1.2 Formules pour le dimensionnement du canal:

La formule de dimensionnement utilisée est celle de Manning Strickler, qui peut être trouvée dans la relation suivante :

$$Q = 1/n \times R_h^{2/3} \times S_m \times I^{1/2}$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m^3/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section du canal qui est mouillée en (m2).

I : La pente du cours d'eau (pente du fond) est exprimée en (m/m).

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que : $R_h = S_m / P_m$.

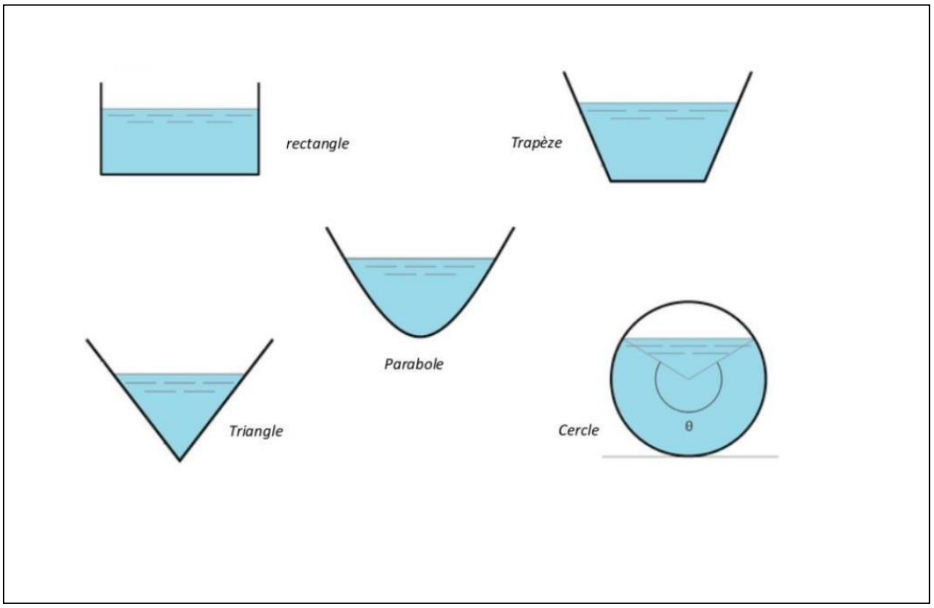


Figure V.1 : Différentes formes de canaux

Tableau V.1 : Elément géométrique pour une variété de sections ouvertes

Section	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	parabole
Largeur B	b	b+2×mh	2×mh	$2[h\times(D-h)]^{1/2}$	$2S/3h$
Surface S	b×h	(b+mh).h	m.h²	1/8 (θ-sin θ) D²	$2/3bh$
Périmètre P	b+2h	$b+2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	1/2 θ.D	$b+\frac{8h^2}{3b}$
Rayon hydraulique R	$\frac{bh}{b+2h}$	$\frac{(b+mh)h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4}\left(1-\frac{\sin\theta}{\theta}\right)D$	$\frac{2b^2h}{3b^2+8h^2}$
Profondeur hydraulique Dh	h	$\frac{(b+mh)h}{b+2mh}$	$\frac{1}{2h}$	$\frac{\theta-\sin\theta}{\theta}$	$\frac{2}{3}h$

V.1.3 Sélection des paramètres de dimensionnement:

V.1.3.1 Choix de pente pour le projet:

Avant de procéder au calcul hydraulique, le choix de la pente du projet est crucial.

V.1.3.2 Le coefficient de rugosité :

Les valeurs de rugosité de certains revêtements sont données dans le tableau suivant, car la rugosité du canal dépend de la nature du revêtement.

Tableau V.2 : Caractéristiques du coefficient de rugosité

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton	0.013
Canal en terre	0.022
Canal en pierre sèche	0.025
Canal en Gabion	0.030
Canal en terre droit et uniforme	0.017

Source : Table de rugosité de Manning

V.1.3.3 Revanche des canaux :

Il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée dans les canaux à surface libre afin de tenir compte de l'accumulation de dépôts solides, de la croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, etc.

Le canal peut être dimensionné entre 0.75 m et 1 m.

V.2 Examiner les variantes:

Les options d'aménagement des oueds sont :

- sections trapézoïdales avec des murs en béton armé.
- sections trapézoïdales protégées par des gabions et du béton armé (canal mixte).

V.2.1 Canal trapézoïdal en béton armé :

La forme trapézoïdale est choisie car elle présente le profil hydrauliquement le plus rentable, le plus grand champ d'écoulement et le plus stable. Il y a un canal en béton présent Une durée de vie plus importante.

- La forme étroite est couramment utilisée dans les villes.
- Les qualités hydrauliques les plus élevées.
- Une réalisation rapide et une protection améliorée.

V.2.1.1 Dimensionnement :

Les dimensions des canaux en béton armé d'oued sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3 : Dimensions de l'installation (canal en béton armé)

Oued	Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Fruit de talus (m)
SIGUS	1	1	9	800.00	0.0077	8.0	3.4	1.5
	2	9	16	700.00	0.0043	8.0	3.4	1.5
	3	16	32	1600.0	0.0067	8.0	3.4	1.5
	4	32	46	1400.0	0.0083	10	3.2	1.5
	5	46	49	272..59	0.0078	10	3.2	1.5

V.2.1.2 Les paramètre d'écoulement :

Le tableau V.4 présente les résultats de la simulation HEC RAS, et le tableau suivant présente les différentes sections :

Tableau V.4 : Les paramètres d'écoulement pour la version du canal en béton armé

Oued	Q(m^3/s)	Vitesse (m/s)	Section mouillé (m^2)	Périmètre mouillé (m)	Tirant d'eau (m)	Rayon hydraulique (m^2\m)	Froude	Remarque
SIGUS	616	4.83	44.54	20.26	2.45	2.19	1.07	Régime torrentiel
	616	5.84	44.54	20.26	2.45	2.19	1.1	Régime torrentiel
	616	7.29	44.54	20.26	2.45	2.19	1.42	Régime torrentiel
	616	6.97	47.36	21.54	2.41	2.21	1.29	Régime torrentiel
	616	6.44	47.36	21.54	2.41	2.21	1.28	Régime torrentiel

V.2.1.3 Estimation du cout de la variante :

Il est estimé que l'épaisseur du revêtement en béton des parois du coursier canal trapézoïdal varie de 0,15 à 0,4 mètres. Le radier du cheval an une épaisseur estimée de 0,2 à 0,5 m. **(M. HASSANE, 2015, Blida).** On prend :

- Les parois et le radier en béton armé ont une épaisseur de 20 cm..
- Il est recommandé d'utiliser une épaisseur de 7 cm pour le béton de propreté.
-

e volume de béton entre deux sections peut être calculé en utilisant la relation suivante :

$$v = S_i \times L$$

Avec :

S_i : la surface de la section de béton transversale d'ordre i,

L : longueur des tronçons.

Tableau V.5 : devis de la variante (canal en béton armé)

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	**Déblai**	M^3	238437,907	400	95375162.8
	Remblai	M^3	1756,072	100	175607.2
Béton de propreté		M^3	1904.27	8000	15234160
Béton armé		M^3	3228.32	35000	112991200
Montant totale					223776130

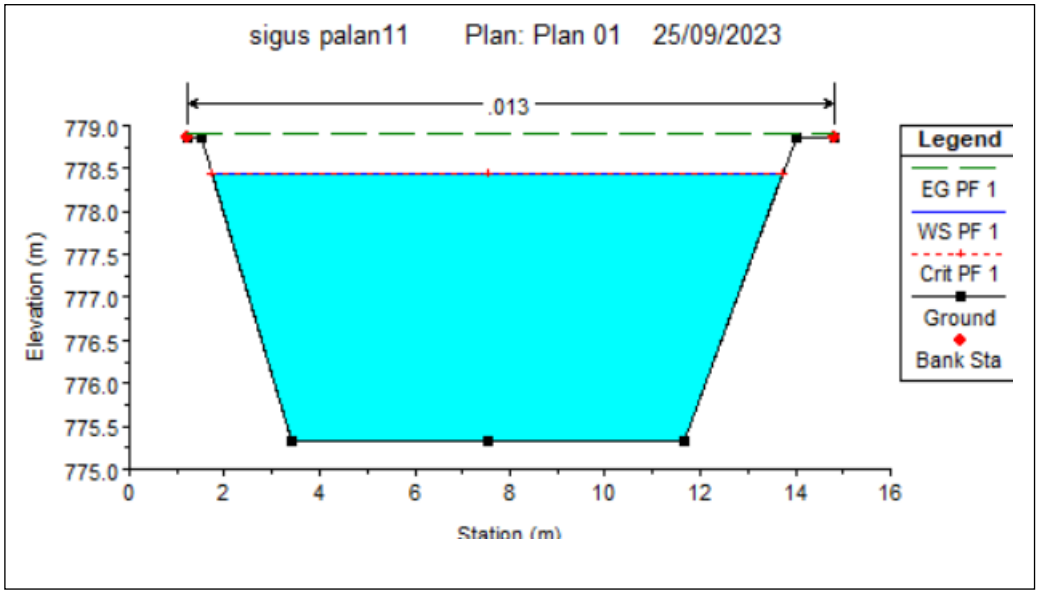


Figure V.2: Profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en gabion pour les sections 32 à 46 (béton)

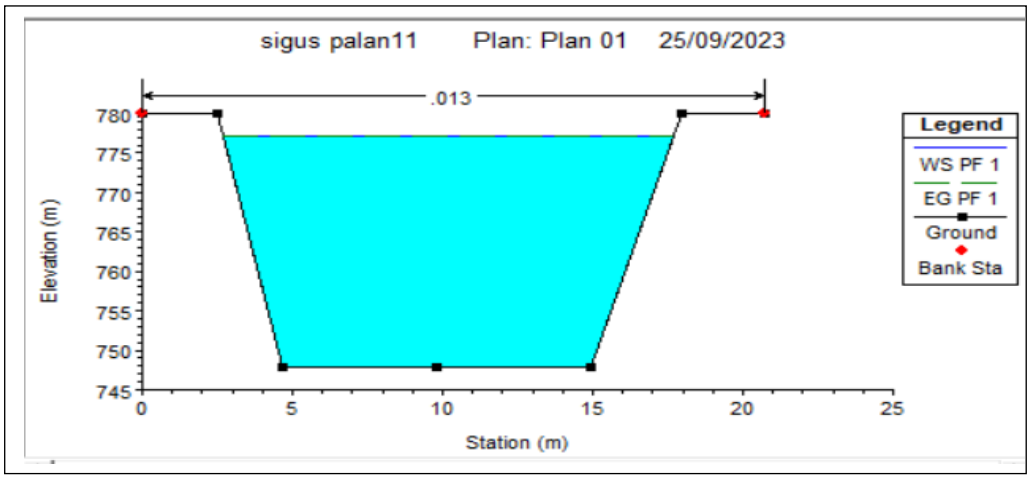


Figure V.3: profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en gabion pour les sections 9 a 32 (béton)

V.2.2 canal mixte Gabion et béton armé :

Les matelas en gabions sont principalement utilisés comme revêtements et protections contre l'affouillement. Ils ont plusieurs dimensions, mais les deux dimensions les plus courantes sont 2 * 1 * 1 m et 2 * 1 * 0,5 m. Les canaux en gabion sont construits de manière unique ; les sacs sont disposés de manière à créer un escalier pour renforcer la stabilité des rives.

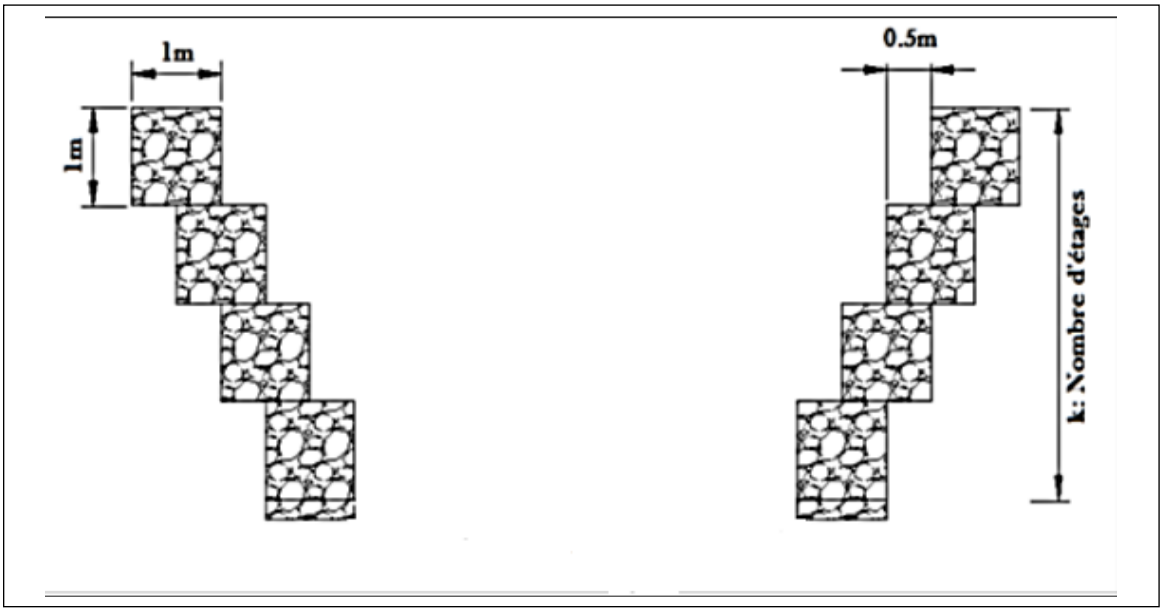


Figure V.4: Coupe en travers d'un canal en gabion

Un canal en gabion présente :

- Les constructions sont flexibles grâce à la flexibilité des gabions qui permettent de s'adapter aux déformations du sol qui peuvent se produire au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements.
- Il est possible de concevoir des constructions entièrement déversant qui coûtent beaucoup moins cher que leurs homologues en béton.
- Diminue la vitesse et dissipe l'énergie de l'eau.
- Moins cher que le béton armé.

V.2.2.1 Dimensionnement

La dimension d'un mur en gabion est comme suit :

Tableau IV. 6 : Dimensions du mur en gabion

Caractéristiques	**Section $S_m(m^2)$**	**Périmètre P_m (m)**	**Rayon hydraulique R_h**
Relation de calcul	$\frac{1}{2}k(k-1)+bk$	b+3k-1	$\frac{0.5k(k-1)+bk}{b+3k-1}$

Avec :

K : Le nombre des étages, k=3

b : Largeur du lit d'oued.

Les dimensions des sections des oueds aménagés sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7: Dimensions de l'aménagement (canal mixte)

Oued	Tronçons	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet(%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Fruit de talus (m)	Type section
SIGUS	1	1	9	800.00	0.0077	8.0	3.00	/	Gabion
	2	9	16	700.	0.0043	8.0	3.4	1.5	Trapèze béton
	3	16	32	1600.0	0.0067	8.0	3.4	1.5	Trapèze béton
	4	32	46	1400.0	0.0083	10.0	3.2	1.5	Trapèze béton
	5	46	49	272.59	0.0078	10.0	3.00	/	Gabion

V.2.2.2 Les paramètre d'écoulement :

Le tableau ci-dessous résume les paramètres d'écoulement des oueds aménagés :

Tableau V.8: Les paramètres d'écoulement de la variante mixte de canal

Oued	Q (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Section mouillé (m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique ($m^2\backslash m$)	Tirant d'eau (m)	Froude	Remarque
SIGUS	616	4.21	27.00	16.00	1.69	1.35	1.09	Régime torrentiel
	616	5.84	44.54	20.26	2.19	2.45	1.1	Régime torrentiel
	616	7.29	44.54	20.26	2.19	2.45	1.42	Régime torrentiel
	616	6.97	47.36	21.54	2.21	2.41	1.29	Régime torrentiel
	616	5.00	33.00	18.00	1.84	1.10	1.3	Régime torrentiel

V.2.2.3 estimation du coût de la variante :

Le béton armé doit avoir une épaisseur de 20 cm tandis que le béton de propreté doit avoir une épaisseur de 10 cm. Le tableau suivant présente l'estimation du coût de la variante :

Tableau V.9: Dimensions de l'infrastructure (canal mixte)

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	**Déblai**	M^3	277817,982	400	111127192.8
	Remblai	M^3	440,138	100	44013.8
Béton de propreté		M^3	1476.3	8000	11810400
Béton armé		M^3	2509.4	35000	87829000
Gabion		M^3	3754.065	5000	18770325
Montant totale					229580931.8

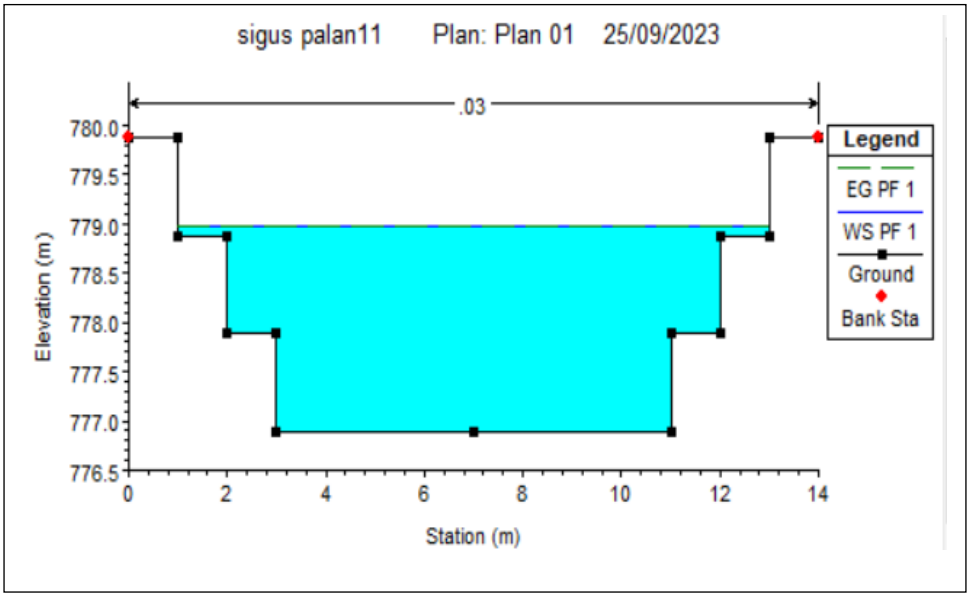


Figure V.5 : Le profil Oued Sigus en travers aménagé avec un canal gabion pour les sections 1 à 9

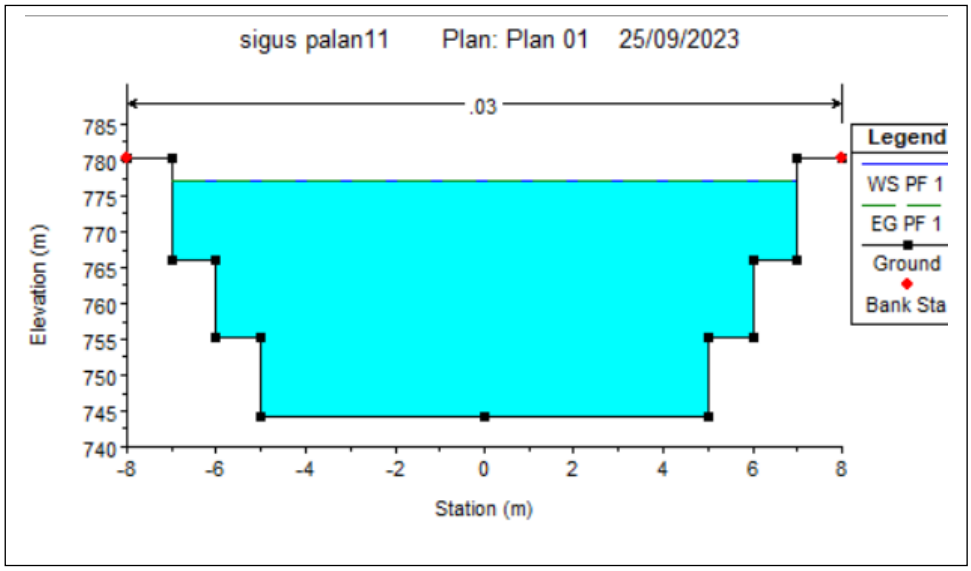


Figure V.6 : profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en gabion pour les sections 46 a 49

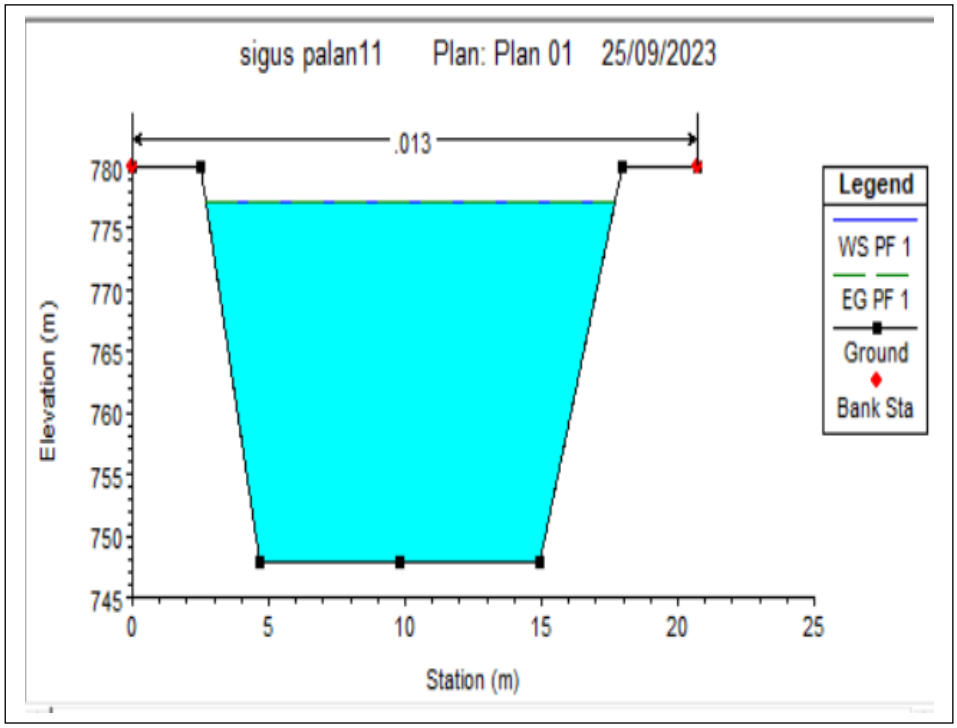


Figure V.7 : profil en travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en gabion pour les sections 32 à 46

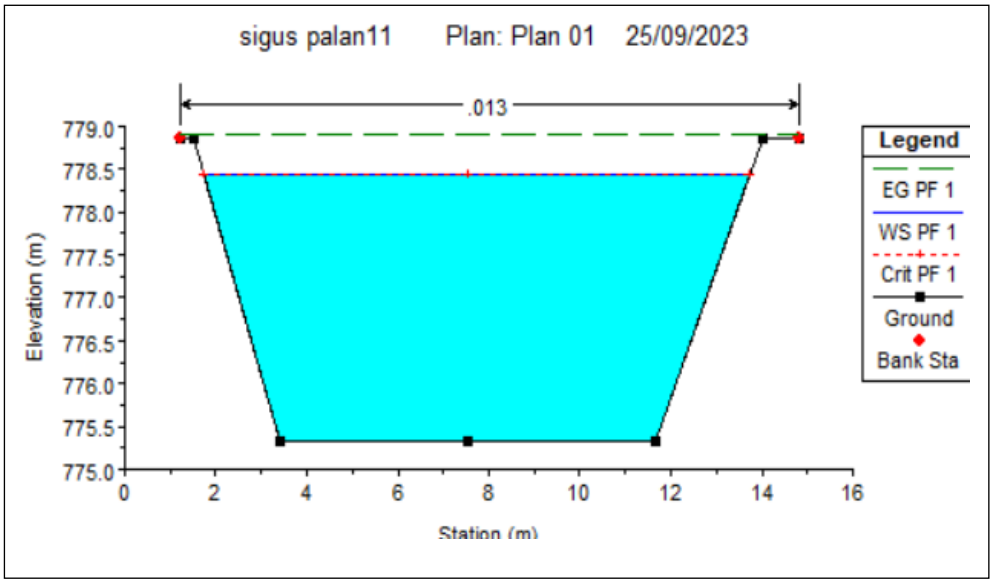


Figure V.8: Profil n travers d'Oued Sigus aménagé avec un canal en béton armé pour les sections de 9 à 32

V.3 Choix de la variante d'aménagement

V.3.1 critère d'évolution :

En fonction de divers critères, la variante sera choisie.

- La capacité d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures est connue sous le nom d'efficacité hydraulique**.**
- La difficulté de réalisation est définie comme la difficulté de réaliser une tâche technique.
- Les enjeux environnementaux sont liés à la façon dont le sol est utilisé dans le quartier (qu'il soit urbain ou agricole), ainsi qu'aux déficits ou richesses environnementales actuels.
- La durabilité d'un aménagement est définie comme sa durée de vie.
- L'entretien est défini comme la longueur et la fréquence des entretiens nécessaires.

- Le coût de construction est une estimation.

V.3.2 Le choix de la variante :

Il semble que les deux options soient capables d'évacuer le débit de crue sans provoquer un débordement. Les facteurs technico-économiques sont pris en compte dans le choix de la variante dans le but de rassurer les futurs investisseurs dans les zones, d'être en harmonie avec la nature et d'éviter l'érosion des côtes.

Le choix de la variante dépanadera aussi des priorités de la ville, de l'environnement local, de la géomorphologie de la rivière. Dans notre cas Oued Sigus traverse la ville alors cette partie sera aménagé en béton armé et la partie hors la ville sera aménagé par le gabion (facteur technique).

Pour ces facteurs on opte la variante mixte (béton armé et gabion).

Tableau V.10 : cout de réalisation du notre variante

Désignation travaux		Quantité (M^3)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	277817,982	111127192.8
	Remblai	440,138	44013.8
Béton de propreté		1476.3	11810400
Béton armé		2509.4	87829000
Gabion		3754.065	18770325
Montant totale			229580931.8

Conclusion :

Au terme de cette étude consacrée aux différentes variantes d'aménagement du cours d'eau, nous avons exploré un éventail de solutions possibles pour répondre aux besoins de préservation de l'environnement, d'amélioration de la qualité de vie des riverains, et de promotion d'un développement durable de la zone concernée.

Parmi les options envisagées, la variante mixte a émergé comme une proposition particulièrement prometteuse. En combinant des éléments de restauration écologique, de renforcement des infrastructures, et de développement économique, cette variante offre une approche équilibrée et globale qui tient compte des enjeux multiples associés à notre cours d'eau. Elle permet de concilier la protection de l'écosystème, la gestion des risques, et le soutien à la communauté locale.

Chapitre VI
Calcul de génie civil

Introduction :

En génie civil, le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage doivent être extrêmement précis. Les problèmes d'interaction, qui peuvent se produire entre deux ou plusieurs systèmes physiques de protection de différents types, sont parmi les phénomènes les plus réputés en génie civil et peuvent causer des dégâts importants lors d'un séisme. Cite :

- **Le couplage entre un fluide et une structure est appelé interaction fluide-structure :** Les forces aérodynamiques Fa (forces de pression) sont exercées sur la surface mouillée Sm du solide S, qui se déplace et/ou se déforme sous leur action par le fluide F, qui est caractérisé par son champ de vitesse et de pression. Le couplage entre les deux milieux est caractérisé par un cycle d'interactions entre le fluide et le solide. Le déplacement et/ou la déformation du solide affecte le champ d'écoulement et, par conséquent, la direction et l'intensité des charges aérodynamiques. La nature de ce mélange varie selon les systèmes et il est possible que l'on ne prenne en compte que l'influence du fluide sur le solide (ou l'inverse). La modification d'un seul des paramètres Fa, F, Sm ou S provoque une déstabilisation.
- **Interaction entre la structure et le sol :** Aujourd'hui, on parle d'interaction sol-structure pour décrire les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de manière précise sans prendre en compte le comportement du sol en contact et de son interface. Le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure, du point de vue de la structure, est de déterminer l'impact de l'action du sol sur la structure, en particulier les pressions de contact en fonction de la déformation de la structure, afin de pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Par conséquent, il s'agit d'assurer que les prévisions du comportement du sol sont cohérentes avec la réponse de la structure, en particulier avec sa déformation. Entre les trois au même temps : Interaction fluide-structure-sol ;
  Les champs de température et de contrainte interagissent dans le même système.

VI.1 action et sollicitation :

VI.1.1 action :

Le terme "action" se réfère aux charges, aux forces ou aux contraintes externes qui agissent sur une structure, un bâtiment ou un élément de construction. Comprendre et quantifier ces actions est essentiel pour concevoir des infrastructures sûres et durables. Les actions en génie civil peuvent être classées en plusieurs catégories, dont les principales sont :

VI.1.1.1 Les charges permanentes (G) :

Ce sont les charges constantes qui agissent en permanence sur une structure, telles que le poids propre des matériaux de construction, le poids des éléments permanents (comme les

murs, les planchers, les poutres), et le poids des équipements fixes. Ces charges sont relativement stables dans le temps.

VI.1.1.2 Les charges temporaires (Q) :

Il s'agit des charges variables qui peuvent varier en fonction des conditions d'utilisation. Elles comprennent la charge de la neige, la charge due au vent, la charge due aux occupants d'un bâtiment, la charge des véhicules, etc. Ces charges peuvent varier en intensité et en direction.

VI.1.1.3 Les charges accidentelles (A) :

Ce sont des charges exceptionnelles qui peuvent survenir en cas de situations imprévues, telles que les séismes, les explosions, ou les impacts. Elles sont généralement rares mais peuvent avoir des effets significatifs sur une structure.

VI.1.1.4 Les charges hydrauliques (H) :

Dans le contexte de l'aménagement de cours d'eau, les charges hydrauliques sont cruciales. Elles incluent la pression de l'eau, les forces exercées par les courants, les inondations, et d'autres phénomènes liés à l'eau. Comprendre ces charges est essentiel pour la conception de structures hydrauliques telles que les barrages, les ponts, les écluses et les digues.

VI.1.2 Sollicitation :

Le terme "sollicitation" fait référence aux contraintes, aux forces, aux déformations ou aux charges internes qui se développent à l'intérieur d'une structure ou d'un élément de construction en réponse aux actions externes appliquées sur cette structure. Comprendre les sollicitations est essentiel pour évaluer la performance et la sécurité d'une structure, ainsi que pour concevoir des éléments de construction qui résisteront efficacement aux charges et aux contraintes auxquelles ils seront soumis.

$$\gamma_{F3}\left(\gamma_{FG\max} * G_{\max} + \gamma_{FG\min} * G_{\min} + \gamma_{Q1} * Q_1 + \gamma_{FQi} * \sum\left(\psi_{oi} * Q_i\right)\right)$$

γ_{Qi} : 1,5 dans le cas général ;
1,35 cas de température, charges routières et bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine

Ψ 0i: Coefficient de pondération des valeurs complémentaires

0,77 : neige, vent;
0,6 variations uniformes de la température.

- **Vis-à-vis l'ELU :**

$$1{,}35Gmax + Gmin + 1{,}5Q1 + \Sigma\ 1{,}3\ \psi_i\ Q_i$$

- **Vis-à-vis l'ELS :**

$$Gmax + Gmin + Q1 + \Sigma\ \psi i Q_i$$

VI.2 caractéristiques des matériaux :

VI.2.1 le béton :

Le béton est un matériau de construction composite largement utilisé composé de trois principaux ingrédients : le ciment, les granulats (comme le sable, le gravier ou les agrégats) et l'eau. Lorsqu'il est mélangé à de l'eau, le ciment subit un processus chimique de durcissement, formant une liaison solide entre les granulats. Il an une faible résistance aux efforts de traction mais peut supporter des efforts de compression importants. Afin de remédier à cette lacune, il a été proposé de fixer des barres d'acier (armatures) dans les zones exposées à la traction qui sont résistantes à la fois à la compression et à la traction. Le matériau qui est produit en combinant du béton et de l'acier est appelé béton armé. Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Il a été principalement utilisé dans les travaux de génie civil. Grâce à sa :

- Forte résistance à la compression ;
- Durabilité sans entretien.

VI.2.1.1 Le retrait :

Également appelé retrait de la contraction, est un phénomène naturel qui se produit lorsque le béton subit un changement dimensionnel en se contractant au fil du temps. Ce phénomène est principalement dû à la perte d'eau dans le béton pendant le processus de durcissement, ce qui entraîne une réduction de son volume. Le retrait du béton peut se produire à différentes étapes du processus de durcissement et peut être catégorisé en plusieurs types, il est de l'ordre :

$1{,}5\times10^{-4}$ régions très humide ;
2×10^{-4} régions humide ;
3×10^{-4} régions tempérées sèche ;
4×10^{-4} régions sèche et chaude ;
5×10^{-4} région très sèches.

VI.2.1.2 Le fluage :

Une éprouvette en béton qui est constamment chargée subit une déformation complémentaire au fil du temps.,

$E_{ij} = 1100\,(f_{cj})^{1/3}$ (module d'élasticité instantanée)

$E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}$ (module d'élasticité différée)

Ainsi, pour fc28=25MPa, Eij=32164,2 Ma , Evj=10818,9 MPa.

VI.2.2 Les armatures :

Les armatures en acier ont un comportement similaire en traction et en compression. Les principales caractéristiques des aciers sont leur résistance très élevée, leur ductilité, leur contrainte élastique et leur module de Young pour tous les types d'armatures. Les armatures longitudinales et les éléments principaux en béton armé doivent être à haute adhérence (HA) et fe $\leq$ 500 MPa.

VI.3 Contraintes de calcul :

Les calculs qui seront effectués pour cette étude seront effectués avec les caractéristiques suivantes :

VI.3.1 Béton :

fc28=25Ma

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{25}$ =32164,20 MPa

➢ **à l'état limite ultime** :

Contrainte ultime de compression :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b = 1,5 pour une situation courante et donc f_{bc} = 14.2 Mpa

γ_b = 1,15 pour une situation accidentelle et donc f_{bc} = 18.5 Mpa

Contrainte ultime de traction (à 28jours) :

$f = {}_{tj}\ 0.06\ f_{c28} + 0.6$; f_{tj} = 2,1 MPa

➢ **à l'état limite de service :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Pour un béton avec une résistance en compression à 28jours de fc28= 25 MPa

σ_{bc} = 0,6 × f_{c28} = 0,6 × 25 = 15 MPa.

La contrainte ultime de cisaillement du béton selon le (BAEL91/Art A – 5-1-21) :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28},\ 4MPa) = 3.25MPa \Rightarrow$ Cas normal (fissuration peu nuisible)

$\bar{\tau} = \min(0.10 \times f_{c28},\ 3MPa) = 2.5MPa \Rightarrow$ Cas où la fissuration est préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

VI.3.2 Acier :

➢ **à l'état limite ultime :**

fe = 400 Mpa

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γs = 1.15 : situation durable donc : $\bar{\sigma s}$ =348 Mpa.

γs = 1 : situation accidentelle donc : $\bar{\sigma s}$ =400 Mpa.

➢ **à l'état limite de service :**

Il y a trois cas à distinguer :

- La fissuration est peu préjudiciable : la vérification doit être effectuée à l'ElU.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$.

Où :
η : Coefficient de fissuration : η =1 pour le rond lisse η =1,6 pour la haute adhérence.

VI.4 Etude des voiles :

Dans un ouvrage, les voiles, en plus de jouer un rôle de support pour les charges verticales, sont particulièrement utiles pour contrer les forces horizontales en raison de leurs rigidités considérables. Les voiles sont fréquemment employées dans les constructions en béton armé car leur comportement est considéré comme satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme). Leur grande résistance et leur rigidité leur permettent de contrôler les déplacements à grande échelle et de réduire les déplacements. Reprenant la majorité des efforts latéraux, ils améliorent le comportement de l'ouvrage et sont cruciaux pour la sécurité.

VI.4.1 Comportement d'un voile :

Un voile fonctionne comme une console encastrée à la base. Il existe deux types de voiles, chacune avec un comportement différent :

Voile élancée : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voile courte : $\frac{h}{l} < 1.5$

Et trois modes de rupture les distinguent :

VI.4.1.1Rupture par flexion :

Ce mode ne peut se produire que dans des voiles en flexion faiblement armés (armatures verticales) et surtout si ces armatures sont dispersées plutôt que concentrées aux bords (extrémités), ce qui entraînerait la rupture totale des aciers tendues ou leur plastification.

VI.4.1.2Rupture en flexion par effort tranchant :

Ce mode se produit lorsque la flexion (M) n'est pas dominante par rapport à l'effort tranchant, ce qui entraîne la rupture ou la plastification des armatures de flexion verticales et/ou transversales..

VI.4.1.3Rupture par écrasement ou traction du béton :

Les voiles fortement armées longitudinalement et transversalement présentent ce type de rupture. Mais soumis à des efforts élevés ou normaux.

VI.4.2 Calcul des voiles et des dalles pleines :

Pour éviter les modes de rupture susmentionnés, la partie du voile doit avoir suffisamment d'armatures verticales et horizontales, ainsi que des armatures transversales. Pour reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués, un refond doit disposer de : armatures verticales, horizontales et transversales.

VI.4.3 Recommandation RPA99 :

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de la voile pour reproduire les effets de flexion. Ces armatures doivent respecter un minimum de 20% sur toute la zone tendue.

Armatures horizontales : disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements, utilisées pour reprendre les efforts tranchants. Il est nécessaire qu'elles soient équipées de crochets de 10*Ø de longueur et à 135°.

Les armatures transversales sont utilisées pour protéger les barres verticales intermédiaires contre les incendies, avec au moins quatre épingles par m^2.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum des armatures :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\ \% S\ voile\ complet \\ 0.10\ \%\ S\ \text{zone courante} \end{cases}$$

- Espacement des barres :

$$S_t < \min(1.5 \text{ à } 30\ cm)$$

- Diamètres des barres :

$$\phi = \frac{a}{10}$$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = \begin{matrix} 20\emptyset & zone\ comprimée\ sous\ toutes\ les\ combinaisons \\ 40\emptyset & zone\ qui\ peut\ etre\ tendue \end{matrix}$$

Avec :

Av cal/face : section d'armature verticale pour une face de voile unique ;
Av min BAEL : section minimale d'armature verticale dans le voile complet;
Av min RPA : section d'armature verticale minimale dans le voile complet ;
Av adap/face : section d'armature verticale par face adaptée;
Nbre/face : nombre de barres par face adaptées;
Nbre/ml : nombre de barres qui conviennent à un mètre linéaire;
St espacement ;
AH min : minimale section d'armature horizontale dans le voile complet;
AH cal : section horizontale d'armature pour 1 mètre linéaire;
AH adap /ml : Adaptation d'une section d'armature horizontale à un mètre linéaire ;
Av adpt /ml : section d'armature utilisée en mètre linéaire.

VI.5 Etude de stabilité d'un canal :

L'étude de stabilité d'un canal trapézoïdale est importante dans l'ingénierie hydraulique pour garantir sa sécurité ainsi que le pour le quel il a été conçue a savoir le transport efficace du débit d'eau sans causer d'érosion excessive ou de problèmes de débordement. La stabilité d'un canal dépend de plusieurs facteurs, notamment la géométrie du

canal, le type de matériau utilisé pour le revêtement du canal, la vitesse de l'eau et d'autres conditions environnementales. Dans notre cas la stabilité du canal a été vérifiée par deux méthodes : la méthode classique et celle issue de l'Eurocode7.

VI.5.1 Calcul des forces :

- **Les forces motrices :**
  Poussée des terres, les forces extérieures (surcharges), la force de l'eau.
- **Les forces résistantes :**
  Poids du canal, poids du terrain mort

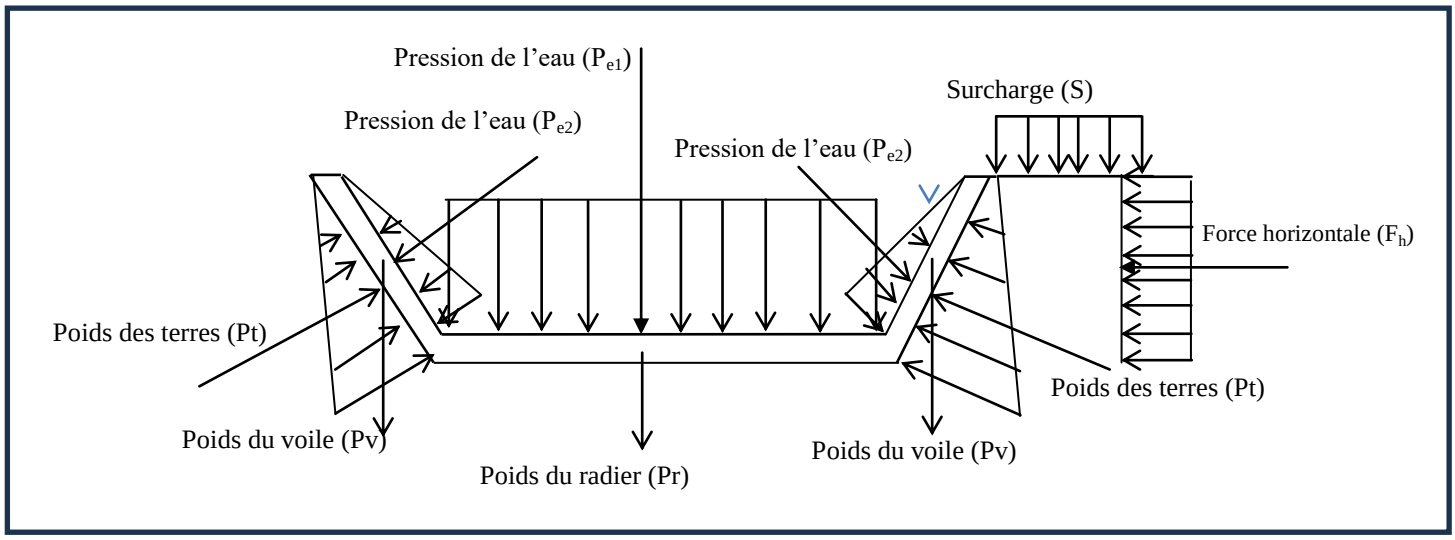


Figure VI.1 : Schéma statique des efforts

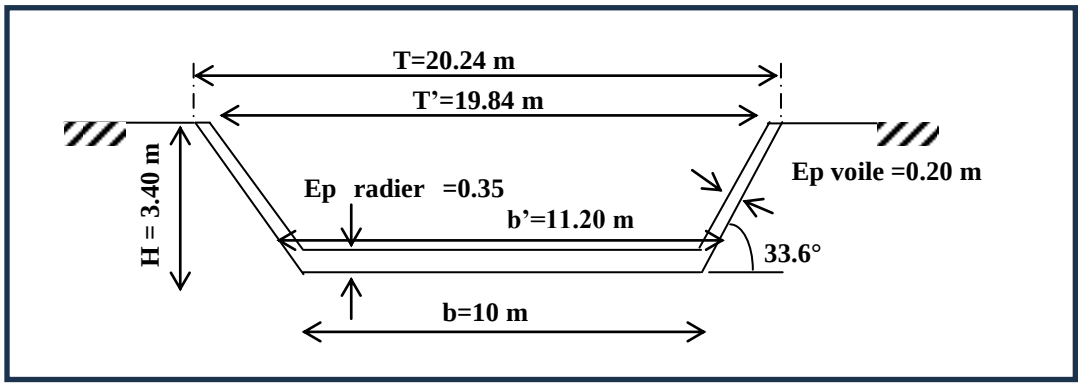


Figure VI.2 : La géométrie du canal

Les valeurs du calcul sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques

Notation	Désignation	valeur
Poids des terres	γ_t	18 KN/m^3
La cohésion	C	0
L'angle de frottement	φ	30°
La surcharge	S	10KN/m^2
Poids du béton	γ_b	25KN/m^3
Poids de l'eau	γ_w	10KN/m^3

❖ ***Déterminations des charges qui agissent sur le canal*** **:**

$P_{radier} = \gamma_b \times S_{radier} \times 1$ avec $S_{radier} = \frac{b+b'}{2} \times ep_{radier} = 3.71\,m^2$

$P_{voile} = \gamma_b \times S_{voile} \times 1$ avec $S_{voile} = l_1 \times ep_{radier} = 1.102$ m²

$g_{eau} = \gamma_w \times h_e$ avec $h_{eau} = H - ep_{radier} = 3.05$ m et $q_{eau} = g_{eau} \times 1.0$

$P_{eau1} = \gamma_w \times V_{eau}$ avec $V_{eau} = \left(\frac{19.84+10.80}{2} \times 3.05\right) \times 1.0 = 46.726\,m^3$

$P_{eau\,2} = \frac{1}{2}\gamma_w \times l_1^2$ avec $l_1 = \sqrt{3.05^2 + (3.05/\tan(33.6))^2} = 5.51$ m

$P_{terre} = \frac{1}{2}\gamma_t \times K_a \times l_2^2$ avec $l_2 = \sqrt{(3.4/\tan(33.6))^2 + 3.4^2} = 6.15$ m

avec $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.333$

$P_{tx} = P_t \times \sin(33.6) = 62.79$ KN

$P_{ty} = P_t \times \cos(33.6) = 94.50$ KN

$P_{ex2} = P_{e2} \times \sin(33.6) = 84.0$ KN

$P_{ey2} = P_{e2} \times \cos(33.6) = 126.44$ KN

$F_h = S \times K_a \times H = 11.32$ KN

Le tableau suivant représenter les charges calculé :

Tableau VI.2 : Les charges et les surcharges

Notation	**Effort en [KN]**
Poids radié	92.75
Poids voile	27.55
$P_{eau\ 1}$	467.26
$P_{eau\ 2}$	151.80
Poids des terres	113.46
Poids des terres projection / à l'axe X	62.79
Poids des terres projection / à l'axe Y	94.50
P_{e2x} / à l'axe X droite	84.00
P_{e2y} / à l'axe Y droite	126.44
P_{e2x} / à l'axe X gauche	84.00
P_{e2y} / à l'axe Y gauche	126.44
F_h due à la surcharge	11.322

Calcul des moments :

- **Déterminations du Moment renversant/o :**

A l'E.L.S :

$$M_{renvELS}/0 = F_h \times \frac{3.4}{2} + P_{tx} \times y1 + P_{ty} \times (x_1 + 10) + P_{e2x}\,gauche \times (y_2 + 0.35)$$
$$+ P_{voile}(x'+0.10) + P_{e2y}\,gauche \times (x_2 + 0.35)$$

avec $x_1 = \frac{1}{3} \times l_2 \times \cos(33.6) = 1.71$ m & $y_1 = \frac{1}{3} \times l_2 \times \sin(33.6) = 1.134$ m

et avec $x_2 = \frac{1}{3} \times l_1 \times \cos(33.6) = 1.53$ m & $y_2 = \frac{1}{3} \times l_1 \times \sin(33.6) = 1.02$ m

et avec $x' = \frac{l_1}{2} \times \cos(33.6) = 2.295$ m

$$M_{renvELS}/0 = 1647.43 \text{ KN.m}$$

A l'E.L.U :

$$M_{renvELU}/0 = 1.35 \times \left(P_{tx} \times y1 + P_{ty} \times (x_1 + 10) + P_{voile}(x'+0.10)\right) + 1.5 \times \left(F_h \times \frac{3.4}{2} + P_{e2x}\,gauche \times (y_2 + 0.35)\right)$$
$$1.5 \times \left(P_{e2y}\,gauche \times (x_2 + 0.60)\right)$$
$$M_{renvELU}/0 = 2284.57 \text{ KN.m}$$

- **Déterminations du Moment stabilisateur/o :**

A l'ELS :

$$M_{stabilELS}/0 = P_{e2x}\,droite \times (y_2 + 0.35) + P_{e2y}\,droite \times (x_2 + 10.80) + P_{radier}(10 \times 0.5) + P_{e1}(10 \times 0.5)$$
$$+ P_{tx} \times y1 + P_{ty} \times x_1 + P_{voile}(x'+0.1+10)$$
$$M_{stabilELS}/0 = 5048.42 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$M_{stabilELU}/0 = 1.35 \times \left(P_{radier}(10 \times 0.5) + P_{tx} \times y1 + P_{ty} \times x_1 + P_{voile}(x'+0.1+10)\right)$$
$$1.5 \times \left(P_{e2x}\,droite \times (y_2 + 0.35) + P_{e2y}\,droite \times (x_2 + 10.80) + P_{e1}(10 \times 0.5)\right)$$
$$M_{stabilELU}/0 = 7416.92 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant représente le calcul des moments stabilisateurs et des moments de renversement calculé à l'ELU et l'ELS :

Tableau VI.3 : Les résultats des moments calculés à l'ELU et l'ELS

L'ELS	Moment stabilisatrice	5048.42 KN.m
	Moment de renversement	1647.43 KN.m
L'ELU	Moment stabilisatrice	7416.92 KN.m
	Moment de renversement	2284.57 KN.m

VI.5.1.1 la stabilité au renversement :

La vérification de la stabilité de notre canal trapézoïdale a été réalisée selon deux méthodes, la première étant la méthode classique et la deuxième étant la méthode donnée par l'Eurocode7.

a) Vérification de la stabilité au renversement par la méthode classique : On doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\sum Moments\ stabilisatrices}{\sum Moments\ déstabilisatrices} \geq F_R = 1.5$$

- **Le moment stabilisant à l'ELS** :

$$M_{stabilELS} / 0 = 5048.42\ KN.m$$

- **Moment déstabilisant à l'ELS :**

$$M_{renvELS} / 0 = 1647.43\ KN.m$$

Alors

$\frac{M_{stabilELS} / 0 = 5048.42\ KN.m}{M_{renvELS} / 0 = 1647.43\ KN.m} = 3.06 > 1.5 \Rightarrow$ D'où la stabilité du canal est vérifiée contre le renversement.

b) Vérification de la stabilité au renversement par l'Eurocode 7 : Pour vérifier la stabilité selon l'Eurocode 7 on doit justifier l'excentricité des charges, le calcul consiste à vérifier que :

A l'ELU : $1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$

A l'ELS : $1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$

Avec « e » qui représente l'excentricité de la résultante des charges déterminé par la formule suivante :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{net}}{V_d}$$

Avec ; $M_{net} = M_{stab} - M_{renv}$

On doit déterminer à l'ELS et à l'ELU la charge « V_d » qui représente la somme des différentes charges gravitaires.

A l'ELS :

$$V_{d\text{-}ELS} = P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche - 2 \times P_{ty} + P_{e1} + P_{radier} + 2 \times P_{voile}$$

$$V_{d\text{-}ELS} = 678.99\ KN$$

A l'ELU :

$$V_{d\text{-}ELU} = 1.35 \times \left(2 \times P_{voile} + P_{radier} - 2 \times P_{ty}\right) + 1.5 \times \left(P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche + P_{e1}\right)$$

$$V_{d\text{-}ELU} = 1024.66\ KN$$

Pour le moment net à l'ELS :

$M_{net-ELS} = M_{stab-ELS} - M_{renv-ELS} = 5048.42 - 1647.43 = 3400.99$ KN.m

Et à L'ELU on :

$M_{net-ELU} = M_{stab-ELU} - M_{renv-ELU} = 7416.92 - 2284.57 = 5132.35$ KN.m

L'excentricité de la résultante des charges a été calculée et représentée dans le tableau VI.6 suivant :

Tableau VI.6 : L'excentricité de la résultante des charges

L'excentricité de la résultante des charges à	e en (m)	$1-\frac{2e}{B}$
L'ELS	0.009	0.998
L'ELU	0.009	0.998

On vérifiant la condition de l'excentricité de la résultante des charges à l'ELS et à l'ELU on trouve le résultat suivant :

A l'ELS : $1-\frac{2e}{B} = 0.998 \geq \frac{1}{2}$

A l'ELU : $1-\frac{2e}{B} = 0.998 \geq \frac{1}{15}$

Donc selon l'Eurocode 7 notre canal est stable.

VI.5.1.2 la stabilité au glissement :

La vérification de la stabilité de notre canal trapézoïdale a été réalisée selon deux méthodes, la première étant la méthode classique et la deuxième étant la méthode donnée par l'Eurocode7.

a) **Vérification de la stabilité au glissement par la méthode classique :** On doit satisfaire la condition suivante :

$$F_G = \frac{\sum forces\ stabilisatrices (verticale = T)}{\sum forces\ déstabilisatrices (horizontales = R_H)} > F_R = 1.5$$

$$F_G = \frac{(c + \sigma_n \tan(\varphi)) \times A}{R_H} > F_R = 1.2 \text{ avec } A = B \times 1 \text{ et } \varphi : \text{angle de frottement sol/fondations.}$$

$$\text{d'où } F_G = \frac{C \times B + N \tan(\varphi)}{R_H} > F_R = 1.2$$

$$\text{Finalement } F_G = \frac{N \tan(\varphi)}{R_H} > F_R = 1.2 \text{ car } c = 0$$

$$N = P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche - 2 \times P_{ty} + P_{e1} + P_{radier} + 2 \times P_{voile}$$

$$N = 678.99 \text{ KN}$$

$$R_H = F_h = 11.322 \text{ KN}$$

$F_G = \dfrac{N\tan(\delta)}{R_H} = 34.62 > 1.5$ D'où la stabilité au glissement est vérifiée.

b) Vérification de la stabilité au glissement par l'Eurocode 7 : Pour vérifier la stabilité au glissement selon l'Eurocode 7 on doit vérifiée l'inégalité suivante :

$$H_d \le R_{hd}$$

Avec :

H_d : La somme des forces déstabilisatrices

R_{hd} : La force stabilisatrice

La force stabilisatrice (R_{hd}) est calculée comme suite :

Cas de sol ⇒ en conditions drainées (C' et φ') la force est déterminée par la formule suivante :

$$R_{hd} = \frac{V_d \times \tan(\delta_d)}{\gamma_{Rh} \times \gamma_{Rdh}}$$

Avec :

V_d : La somme des forces verticales à l'ElS et à l'ELU

δ_d : Angle de frottement sol - fondation il est calculé par la formule ci dessous

$$\delta_d = k \times \varphi_d$$

Où : k=2/3 cas de fondation en béton préfabriqué

k=1 cas de béton coulé sur place.

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan(\varphi)}{\gamma_\varphi}\right) = 30^\circ \text{ et } c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} = 0 \text{ cas drainée (remblai)}$$

Cas de sol ⇒ en conditions non drainées (C_u et φ_u=0) la force est déterminée par la formule suivante :

$$R_{hd} = \min\left(\frac{A' c_{uk}}{\gamma_{Rh} \times \gamma_{Rdh}}; 0.4V_d\right)$$

Et A'= B'xL', (L'=1) et B'=B-2e

c_{uk} : Valeur caractéristique de la cohésion non drainée

$$\varphi_u = 0 \text{ et } c_d = \frac{c_{ku}}{\gamma_c} = \frac{45}{1} = 45 \text{ KPa cas non drainée (Argile)}$$

$$\gamma_{Rh} = 1.1 \text{ et } \gamma_{Rdh} = 0.9$$

- **Vérification du glissement :**

à L'ELS :

$H_d = \sum$ des forces horizontale (déstabilisatrices) à l'ELU

$H_d = F_h = 11.322$ KN

à L'ELU :

$H_d = \sum$ des forces horizontale (déstabilisatrices) à l'ELU

$H_d = 1.5 \times F_h = 1.5 \times 11.322 = 16.983$ KN

Cas drainée-Remblai (C'=0 et φ'=30°)

On doit déterminer à l'ELS et à l'ELU la charge « V_d » qui représente la somme des différentes charges gravitaires.

A l'ELS :

$$V_{d\text{-}ELS} = P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche - 2\times P_{ty} + P_{e1} + P_{radier} + 2\times P_{voile}$$

$$V_{d\text{-}ELS} = 678.99 \ \ KN$$

A l'ELU :

$$V_{d\text{-}ELU} = 1.35\times\left(2\times P_{voile} + P_{radier} - 2\times P_{ty}\right) + 1.5\times\left(P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche + P_{e1}\right)$$

$$V_{d\text{-}ELU} = 1024.66 \ \ KN$$

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan(\varphi)}{\gamma_\varphi}\right) = 30^\circ \ \text{ et } c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} = 0 \ \text{ cas drainée (remblai)}$$

D'où

$$\text{à l'ELS} \Rightarrow R_{hd} = \frac{678.99\times\tan(30)}{1.1\times 0.9} = 395.98\,KN$$

$$\text{à l'ELU} \Rightarrow R_{hd} = \frac{1024.66\times\tan(30)}{1.1\times 0.9} = 597.56\,KN$$

La condition $H_d \le R_{hd}$ est vérifiée pour les deux états limites

Cas non drainée- Argile (C_{uk}=45 KPa et φ_u=0)

Calcul de R_{hd} à L'ELS :

$$R_{hd} = \min\left(\frac{(10 - 2\times 0.009)45}{1.1\times 0.9}; 0.4\times 678.99\right) = (453.73;\ 271.60) = 271.60\,KN$$

Calcul de R_{hd} à L'ELU :

$$R_{hd} = \min\left(\frac{(10 - 2\times 0.009)45}{1.1\times 0.9}; 0.4\times 1024.66\right) = (453.73;\ 409.86) = 409.86\,KN$$

La condition $H_d \le R_{hd}$ est vérifiée pour les deux états limites

VI.5.1.3 La stabilité au poinçonnement :

La vérification de la stabilité de notre canal trapézoïdale au poinçonnement a été réalisée selon la méthode classique.

La stabilité au poinçonnement par la méthode classique : on doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100\times B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \text{avec: } e = \frac{M_G}{N} \text{ et la largeur du canal en bas}$$

Avec la contrainte admissible du sol est prise égale à σ_{sol}=200Kpa

Déterminations des efforts résultants au centre de gravités de la base de la fondation :

à l'ELS :

$$N_{/G} = P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche - 2\times P_{ty} + P_{e1} + P_{radier} + 2\times P_{voile} = 678.99\ KN$$

$$M_{/G} = F_h \times H/2 = 19.25\ \ KN.m$$

$$e = \frac{19.25}{678.99} = 0.0284\,m$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\times B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) = \frac{678.99}{1\times 10}\left(1+\frac{6\times 0.0284}{10}\right) = 69.06\,KPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\times B}\left(1-\frac{6e}{B}\right) = \frac{678.99}{1\times 10}\left(1-\frac{6\times 0.0284}{10}\right) = 66.74\,KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 68.48\,KPa < \sigma_{sol} = 200KPa$$

à l'ELU :

$$N_{/G} = 1.35\times\left(2\times P_{voile} + P_{radier} - 2\times P_{ty}\right) + 1.5\times\left(P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche + P_{e1}\right) = 1024.66\ KN$$

$$M_{/G} = 1.5\left(F_h \times H/2\right) = 28.871\ \ KN.m$$

$$e = \frac{28.871}{1024.66} = 0.0282\,m$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\times B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) = \frac{1024.66}{1\times 10}\left(1+\frac{6\times 0.0282}{10}\right) = 104.20\,KPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\times B}\left(1-\frac{6e}{B}\right) = \frac{1024.66}{1\times 10}\left(1-\frac{6\times 0.0282}{10}\right) = 100.73\,KPa$$

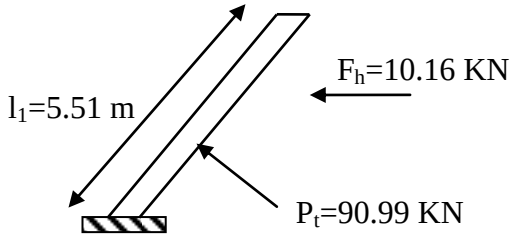
$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 103.33\,KPa < 1.5\times\sigma_{sol} = 300KPa$$

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée selon les deux états limites.

I.6 Le ferraillage du canal :

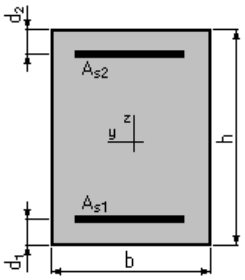
Déterminations du moment à l'encastrement à vide (sans prise en compte de l'eau)

$$\text{à l'elu} \Rightarrow M_{encastrement} = 1.35\left(P_t \times \frac{l_1}{3}\right) + 1.5\times F_h \times \left(\frac{H-ep}{2}\right) = 248.85\,KN.m$$



VI.6.1 Ferraillage des voiles :

On prend une bande de 1m



b = 100.0 (cm)
h = 20.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 3.0 (cm)

M_e =248.85 KN.m = 24.885 t.m

$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ Alors $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa

$\mu = \frac{M_e}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ Alors μ=0.606 > μ_l=0.391 Asc ≠0

Armature comprimé :
A_{sc}=18.06cm² on choisie 6T20 $A_{choisie}$ =18.85cm²,
A_{rep}= $A_{choisie}$/4=4.71cm² notre choix est 6T12 es=15cm, alors A_{sc}=18.85 cm^2
et A_{rep}=6.79cm²
A_{Smin}=0.20.B = 4cm² alors A_{Smin}=0.20bd.$\frac{f_{tj}}{fe}$
A_{smin} =1.785cm^2
A_s=max (A_s.A_{smin})= 18.85cm²

Armature tendue :
A_{st}=45.32cm² on choisie 6T32

VI.6.2 Ferraillage du radier :

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 103.33\,\text{KPa} = 1.033\text{bars}$

$q_u = \sigma_{moy} \times 100 = 103.3$ kg/cm

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 3920247.91\,\text{Kg.cm}$

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ Alors μ=0.270 < μ_l=0.391 pivot A y'a pas d'acier comprimé

$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3920247.91}{0.839 \times 32 \times 3478.26} = 41.98\,\text{cm}^2$ Alors on 6T32 es=15cm

A_s=48.25 cm^2 A_{rep}=48.25/4=12.06 cm² on choisie 6T16

A_{smin} = 0.23bd.$\frac{f_{tj}}{fe}$

A_{smin} =3.86 cm^2

Alors A_s=max (A_s.A_{smin})

Conclusion :

La conclusion de ce chapitre dédié à l'étude de génie civil pour l'aménagement du cours d'eau marque une étape clé de notre mémoire, où nous avons plongé dans les aspects techniques et structurels de notre projet. L'objectif était de définir les infrastructures nécessaires pour concrétiser notre vision d'un cours d'eau réhabilité et harmonieusement intégré dans son environnement. Dans notre cas L'étude de stabilité de génie civil réalisée en deux étapes, à la fois par la méthode classique et selon les normes d'Eurocode 7, offre une approche complète et rigoureuse pour évaluer la résistance et la stabilité des structures et ouvrages associés à l'aménagement du cours d'eau. Cette double méthodologie permet de garantir une analyse approfondie et une prise en compte des normes de sécurité les plus récentes.

Chapitre VII Organisation du chantier

Introduction :

L'organisation de chantier est le processus de planification, de coordination et de gestion des différentes activités et ressources nécessaires à la réalisation d'un projet de construction. Cela inclut la mise en place d'une structure et d'une logistique efficace pour que les travaux se déroulent de manière ordonnée, dans le respect des délais, du budget et des normes de qualité.

VII.1 Généralités :

VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier :

Sur un chantier de construction, divers intervenants jouent des rôles essentiels et ont des responsabilités spécifiques pour assurer le bon déroulement du projet. Voici une liste des principaux intervenants et de leurs rôles et responsabilités typiques.

VII.1.1.1 Maitre de l'ouvrage :

Le maître d'ouvrage (MOA) est une personne physique ou morale (entreprise, institution, particulier, etc.) qui initie et finance un projet de construction ou de rénovation, le maitre de l'ouvrage a des rôles et doit assurer certaines responsabilités. Par exemple :

- Gérer la réalisation du projet ;
- Transmettre les informations pertinentes sur le projet;
- Exécuter les engagements stipulés dans les documents contractuels;
- Garantir la coordination et la cohésion de l'équipe de projet, la bonne exécution des contrats et la réalisation des travaux.
- Acquérir la propriété du projet.

VII.1.1.2 Maitre de l'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le chef de projet pour concevoir et superviser l'exécution. Le maître d'œuvre d'un chantier est celui qui détient la responsabilité réelle de l'exécution des travaux et qui exerce une autorité réelle sur le chantier.

VII.1.1.3 L'entreprise :

Personnalité morale ou physique, qui an obtenu un marché de travaux avec le maître d'ouvrage et est chargée de :

- Contrôler la qualité du travail afin de produire un ouvrage de haute qualité.;
- Gestion des dépenses et des travaux;
- Créer un calendrier d'exécution des travaux;
- Répondre aux exigences des documents contractuels;
- Effectuer les tâches spécifiées dans son contrat.

VII.1.1.4 L'entrepreneur :

Lorsqu'il s'agit d'une personne physique ou d'une société, elle est responsable de l'exécution des travaux et parfois de la conception détaillée des ouvrages, qu'elle soit individuelle ou morale. Tant que le chantier n'est pas réceptionné, l'entrepreneur est responsable de l'ouvrage en cours de construction.

VII.1.2 Les engins utilisés :

Le matériel utilisé est courant sur les chantiers de travaux publics. L'utilisation d'engins de grande taille va réduire considérablement le coût et le temps nécessaires pour les excavations.

Tableau VII.1 : Engins utilisés

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Engins	Enlever les obstacles et les Chargeurs herbes
	Dozers	
	Chargeurs	
	Camions	
	Pelles	
Terrassement	Niveleuse	Donner la forme exacte du Dumpers canal
	Dumpers	
	Chargeurs	
	Camions	
	Dozers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

VII.2 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Les estimations des coûts des travaux et aménagements offerts :

- Le coût des travaux de terrassement par unité.
- Le coût de la fourniture et de la pose de gabions est unitaire.

Les montants de réalisation de la variante retenue sont indiqués dans le tableau ci-dessous.:

Tableau VII.2 : Devis des différents travaux d'oued Sigus

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	M^3	277817.982	400	111127192.8
	Remblai	M^3	440.138	100	44013.8
Evacuation		M^3	277377.844	100	27737784.4
Béton de propreté		M^3	1476.3	8000	11810400
Béton armé		M^3	2509.4	35000	87829000
Gabion		M^3	3754.065	5000	18770325
Montant HT					257318716
TVA 19%					48890556.04
Total TTC					306209272

VII.3 Planification des travaux :

VII.3.1 Définition :

C'est l'activité consistant à déterminer et à organiser les tâches du projet et à élaborer les taches nécessaires pour la réaliser. En d'autres termes, c'est une technique que le cadre opérationnel a pour améliorer l'efficacité de ses opérations. La liste des objectifs de planification est la suivante :

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La simplification des méthodes.

VII.3.2 Techniques de planification :

Il existe deux méthodes de planification principales, à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.3.2.1 Technique basée sur le réseau:

a) Définition :

La représentation graphique d'un projet appelé réseau permet d'expliquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. Il existe deux types de réseaux différents :

- **Réseau à nœuds :** Un noeud et des flèches représentent les opérations successives.



L'opération A doit être terminée avant que l'opération B puisse commencer.

- **Réseau à flèche :** Une flèche représente l'opération et les noeuds représentent la succession des opérations.



L'opération B suit l'opération A..

b) Construction du réseau :

Les six opérations suivantes doivent être effectuées pour construire un réseau ::

- Créer une liste de tâches : Dans cette première étape, il est prévu de réaliser un inventaire exhaustif et approfondi de toutes les tâches nécessaires à la réalisation d'un projet.
- Il est difficile de déterminer si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes après avoir établi une liste de tâches à accomplir.
- Créer des graphes partiels
- Le regroupement des graphes partiels est effectué.
- Définir les tâches nécessaires pour le début et la fin de l'ouvrage.
- Création d'un réseau.

c) Différentes méthodes basées sur le réseau :

➢ **La méthode C.P.M (**Critical path method) :

En prenant en compte trois étapes distinctes, cette méthode vise à raccourcir le temps nécessaire pour terminer un travail.

- La première étape consiste à déterminer le personnel requis pour accomplir le travail en question.
- D'après l'unité de temps choisie, effectuer une analyse systématique du réseau chaque jour.
- La troisième étape consiste à ajuster le réseau aux exigences de l'entreprise.

➢ **La Méthode P.E.R.T** (Program Evaluation and Review Technical):

La technique d'ordonnancement des tâches et de contrôle des programmes est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui concourent toutes à l'obtention d'un produit fini grâce à leur chronologie et leur dépendance.

VII.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

a)La technique de la ligne de balance : Cette méthode est utilisée pour planifier des projets de construction avec des travaux répétés.

b)Méthode à barres : Cette méthode utilise un diagramme à barres (plan de travail) et deux réseaux.

VII.3.3 Les étapes de la planification :

Le processus de planification des travaux à réaliser comprend les étapes suivantes :

VII.3.3.1 Collection des informations :

L'utilisation de cette méthode pour planifier des projets de construction dont les travaux impliquent l'établissement d'une synthèse basée sur l'analyse des informations recueillies lors d'études comparatives permet l'utilisation appropriée du plan de réalisation du projet.

VII.3.3.2 Décomposition du projet :

C'est crucial car chaque projet peut être examiné de différentes manières. Nous assignons un responsable et des ressources matérielles à chaque tâche.

VII.3.3.3 Relation entre rôle et taches :

Lors de la réalisation des tâches, il existe deux relations essentielles entre elles. L'une permet l'accès à un enchaînement logique, tandis que l'autre permet l'accès à un enchaînement préférentiel.

VII.3.4 Choix de la méthode de calcul :

Le type d'ouvrage à construire détermine la méthode de calcul à utiliser. Si les opérations se suivent, comme dans notre cas, il est préférable d'utiliser la méthode CP.

VII.3.4.1 Paramètres de calcul dans la méthode C.P.M :

Les paramètres nécessaires pour utiliser cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps nécessaire pour terminer.
DCP : date de début la plus tôt possible.
DCPP : date de début la plus ancienne.
DFP : date limite de clôture.
DFPP : date limite de clôture
MT : marge totale, temps nécessaire à l'exécution de l'opération, comme :
DFP = DCP + tr
DCPP = DFPP – tr

VII.3.4.2 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui relie les opérations possédant la marge totale nulle (0) à la durée totale du projet (DTR).Ainsi, pour retrouver un chemin critique, vérifiez les deux conditions suivantes :

$$\mathbf{MT = 0 \quad e\ t\ \Sigma trcc = DTP}$$

VII.3.5 Diagramme de Gantt :

Un diagramme de Gantt est un outil de gestion de projet qui représente graphiquement les tâches d'un projet sur une ligne de temps. Chaque tâche est affichée sous forme de barre horizontale, dont la longueur correspond à la durée de la tâche, et leur positionnement montre quand elles commencent et se terminent. Les diagrammes de Gantt sont couramment utilisés pour planifier, suivre et gérer des projets. Permet de visualiser clairement la chronologie des tâches, de repérer les éventuels retards et de faciliter la gestion du projet. Il peut également être mis à jour en cours de projet pour refléter les changements et les ajustements.

VII.3.6 Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

La méthode de planification CPM vise à augmenter le rendement du travail et à réduire le temps et les coûts de projet. Afin de construire un réseau, il est nécessaire de fixer les différentes responsabilités des travaux. Le tableau suivant présente ces derniers.

Tableau VII.3:Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassements (déblai ; remblai)	B	60
Compactage	C	30
Exécution de lit du béton de propreté	D	25
Exécution de béton armé pour le canal	E	45
Pose de gabion	F	90
Déménagement du chantier	G	15

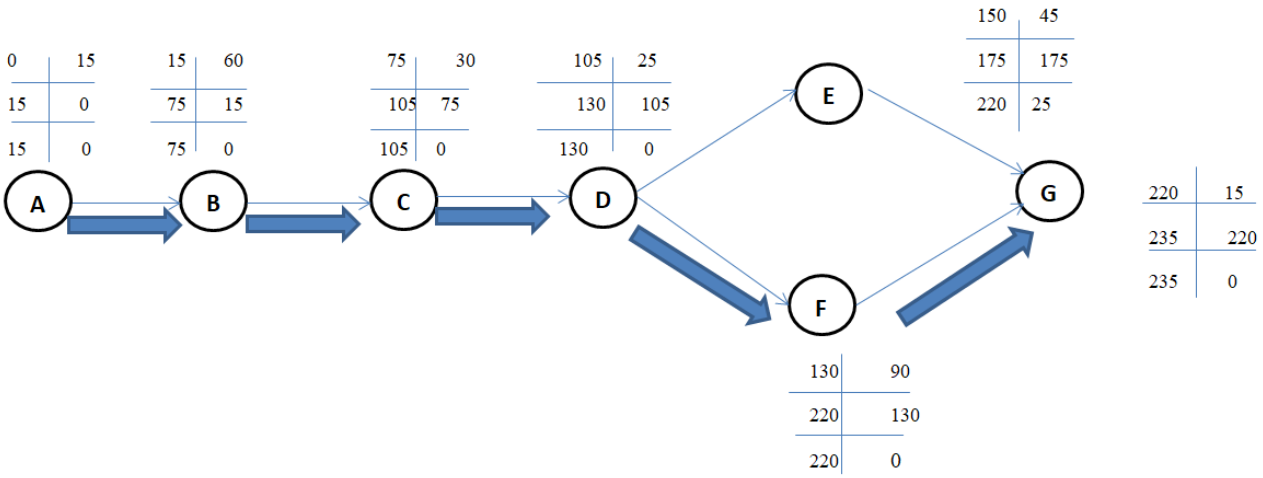


Figure VII.1 : réseau de planification par la méthode CPM

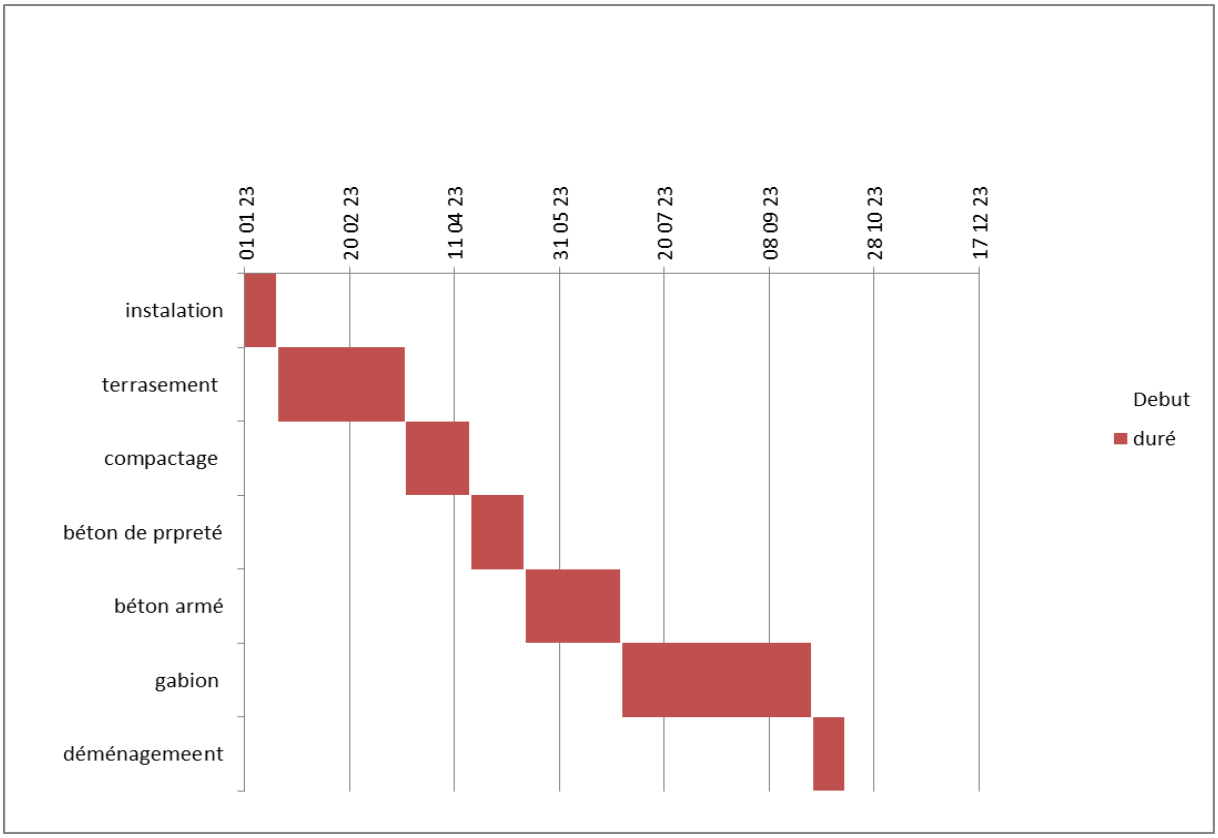


Figure VII.2 : diagramme de GANTT

Conclusion :

L'exécution d'un ensemble de travaux en utilisant une gestion rationnelle du temps nécessite des ressources humaines, techniques et matérielles pour atteindre l'objectif ultime de livraison du projet dans les délais prévus, tout en réduisant les coûts Investis initialement. Après avoir terminé cette section, nous avons pu estimer le coût global. Le budget du projet d'aménagement d'Oued Sigus est de 306209272 DA et il doit être terminé d'ici accompli en 37 semaines.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'eau est universellement reconnue en tant que support de vie et facteur régulateur du développement d'un pays. Il est impératif de protéger les sites urbains contre les crues et les inondations pour réduire les risques humains, matériels et économiques. En réalité, la protection contre les inondations implique la préservation du patrimoine, de l'architecture et de la survie des êtres humains. C'est pour ces nombreuses raisons qu'on an abordé ce sujet qui, pour la moindre négligence ou inattention, risque de porter atteinte à l'être humain et à l'environnement dans lequel il évolue.

J'ai pris conscience à travers cette étude de la nécessité d'entre tenir Oued Sigus, qui traverse la ville de Sigus dans la wilaya d'OUM ELBOUAGHI, afin de mettre fin au problème des inondations. J'ai divisé mon travail en trois étapes fondamentales.

Pour estimer le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau, j'ai d'abord utilisé l'hydrogramme de crue. Après cela, j'ai utilisé le logiciel HEC-RAS pour simuler l'écoulement d'un cours d'eau susceptible d'être inondé et non aménagé, en utilisant un modèle de Saint-Venant monodimensionnel et en utilisant des logiciels tels que Autocad,covadis et Civil 3d. Après avoir effectué une analyse technico-économique, j'ai finalement opté pour un environnement adapté pour atteindre mon objectif d'étude.

La solution choisie implique l'aménagement de l'oued via un canal mixte sur une distance de 4.775 kilomètres. Le coût estimé de ce projet est de 306209272 DA, et comme tout projet, il doit suivre des procédures strictes pour fournir un meilleur service et une durée de vie acceptable.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

✓ Analyse spatiale et mise en place de systèmes d'information pour l'évaluation de la vulnérabilité des territoires de montagne face aux risques naturels par Yannick Manche

✓ BEN AMOR.M.F : Etude de la protection de la commune de BOUARFA (Blida) contre les inondations, Projet de fin d'étude, ingéniorat, ENSH, BLIDA, Algérie, 2010.

✓ Boubchir. A, 2007. Risques d'inondation et occupation des sols dans le thore (région de Labruguière et de Mazamet), Mémoire de Master de Géographie et Aménagement, Université de Toulouse.

✓ CORTES AMANDINE (2006) , L'appropriation active du risque inondation : intérêts et limites de la réglementation. Etude de cas entre Seyssel et Bregnier Cordon (Haut Rhône), Rapport de stage Ingénieur Maître-Institut de la Montagne.

✓ DAUPHINÉ. A, «Risques et catastrophes : observer - spatialiser - comprendre. Gérer », Armand Colin, Paris, (2001).

✓ Degoutte, G., 2006**:** Diagnostic, aménagement et gestion des rivières Hydraulique et morphologie fluviales appliquées.

✓ DGPC. (2007), (Direction Générale De La Protection Civile) Algérie, Bureau des risque naturels. .Les inondations en Algérie ,21p, disponible sui le site ile la Direction Générale de la Protection Civile.

✓ Hafiane Ikram et Benzaid Ismahane." lutte contre les inondations de la commune de Bouhachanna". Master 2015, Université 8 Mai 1945 de Guelma

✓ Helga Jane et Richad 2004 : RISQUE D'INONDATION ET AMÉNAGEMENT DURABLE DES TERRITOIRES

✓ Homme face aux crues et aux inondations (L') Livre Edité par PRESSES UNIVERSITAIRES DE BORDEAUX. TALENCE - 1997

✓ Horritt et Bates, 2002 : Modélisation des crues des rivières pour la gestion intégrée du risque d'inondation.

✓ Jean-Louis Ballais, Sylvain Chave, Nadia Dupont, Éric Masson, Marie Josée Penven. La méthode hydrogéomorphologique de détermination des zones inondables. Physio-Géo, 173 p., 2011, Collection "Ouvrages.

✓ J-L ballais et all 2005 : Contribution de l'hydrogéomorphologie à l'évaluation du risque d'inondation : le cas du Midi méditerranéen français.

✓ Kaf asma 2015 : nventaire et écologie des oiseaux urbains de la ville d'Oum-El-Bouaghi (thèse du doctorat).

✓ KREIS NICOLAS (2004), Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation application a la vallée de la Thur (Haut-Rhin) ; thèse de doctorat Spécialité : Sciences de l'Eau à l'Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg.

✓ La prévention des risques de catastrophe André Dauphiné Dans Risques et catastrophes (2013)

✓ Ledoux. B, 2006. La gestion du risque inondation, Edition TEC et DOC 11 rue Lavorisier, Paris.

✓ M.E.D.D (2004), (Ministère de l'écologie et du développement durable) France, direction de la Prévention des pollutions et des risques, sous-direction de la Prévention des risques majeurs. 2004. Risques naturels majeurs : Les inondations,

✓ MERABET. A, 2006 : Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations, Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.

✓ Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation : application à la vallée de la Thur (Haut-Rhin) par Nicolas Kreis

✓ Salomon, 1997 : *L'homme face aux crues et aux inondations* Revue géographique des Pyrénées et du Sud-Ouest. Sud-Ouest Européen .

✓ Talah. S, 2014. Contribution à l'étude des risques des inondations de l'oued Mellah W. Djelfa par les systèmes d'informations géographiques (ArcGis et HEC-geoRAS) ; en utilisent le logiciel HEC-RAS, Thèse Magister, Université de M'silla.

✓ THOURET JEAN-CLAUDE, D'Ercole R. (1996). Vulnérabilité aux risques naturels en milieu urbain : effets, facteurs et réponses sociales. In : THOURET JEAN-CLAUDE (PREF.). Croissance urbaine et risques naturels dans les pays en développement. *Cahiers des Sciences Humaines*, 1996, 32 (2), p. 407-422 ISSN 0768-9829

ANNEXE:

ORGANIGRAMME -1-

SECTION RECTANGULAIRE

A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Situation durable
$\gamma_b = 1,5$
$\gamma_S = 1,15$
Situation accidentelle
$\gamma_b = 1,15$
$\gamma_S = 1$

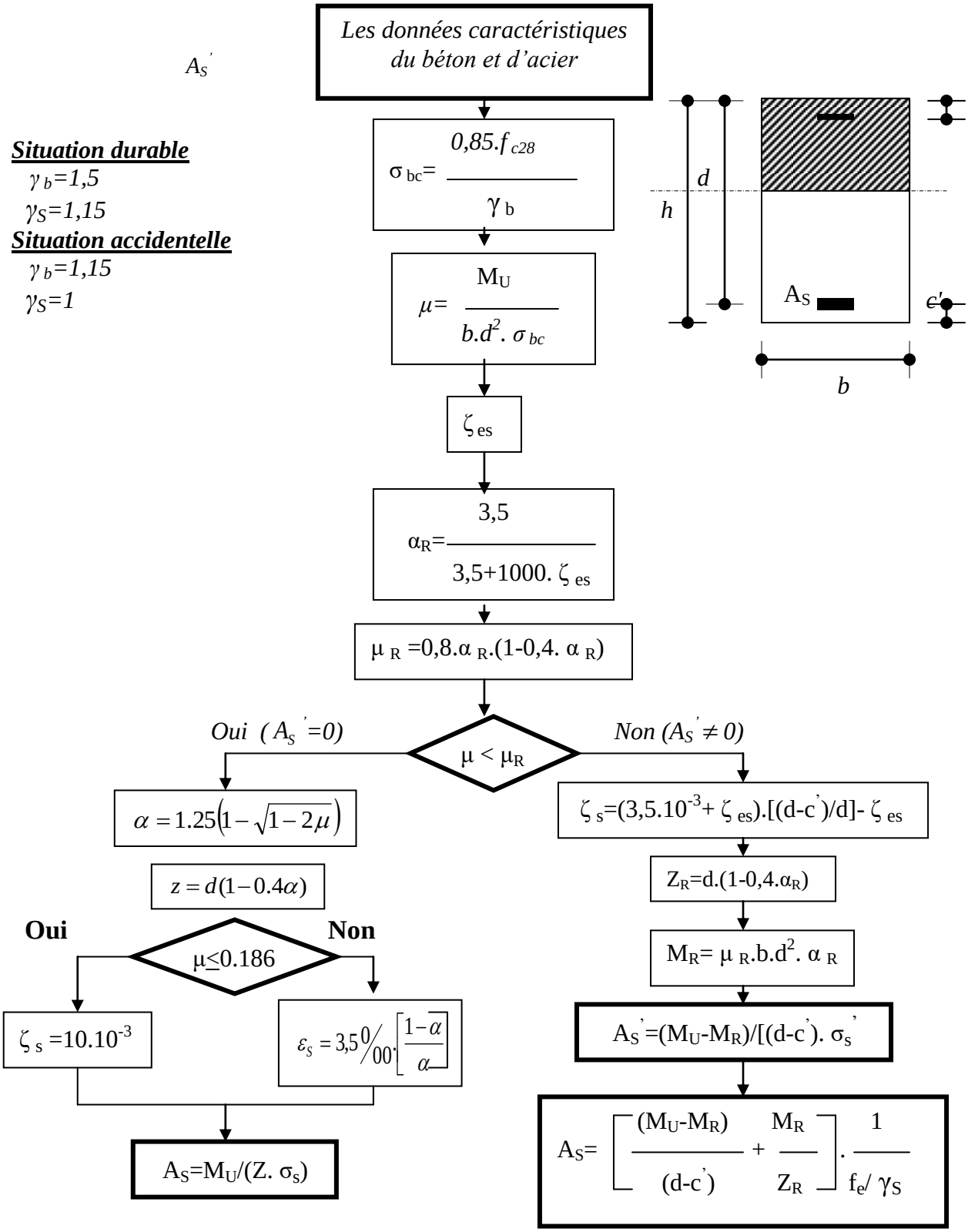


Tableau du Ferraillage

Diamètre de barre en (cm)	Nombre de barres									
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
0.6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
0.8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
1	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
1.2	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31
1.4	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39
1.6	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
2	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
2.5	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
3.2	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42