

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE – ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET:

**ÉTUDE DE PROTECTION D'UNE VILLE CONTRE LES INONDATIONS
CAS DE LA VALLÉE DE ABADIA (W.AIN DEFLA)**

PRESENTE PAR:

DJEBALI Khalifa

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M ^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Examineur
M ^r M.D.BENSALAH	M.A.A	Examineur
M ^{me} D.DJOUDAR	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.HADJ SADOK	M.C.B	Promoteur

Septembre 2014



Annexe II.4 Résultats de calcul de laminage par la méthode de Kotcherine.

Septembre 2014

Remerciements

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté leur soutien pour l'élaboration de ce Projet de fin d'étude, particulièrement :

A mon promoteur M^r : HADJ SADOK Ahmed de m'avoir enseigné tout le long de ma formation.

Je tiens à remercier Monsieur, MIHOUBI Mustapha Kamel professeur à l'ENSH- Blida, d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance.

Je tiens également à remercier les membres du jury, Monsieur, BENLAOUKLI Bachir , M.BENSALAH et D.DJOUJAR de l'ENSH-Blida pour le temps.

A tout le corps enseignant, l'administration et le personnel de L'ENSH. A tous ceux qui ont contribué de près ou de Loin à ma formation.

Je tiens aussi à remercier mes amis qui m'ont aidé pendant la réalisation du projet.

DJEBALI KHALIFA

Septembre 2014

DEDICACE

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents OUNIA et LAID, Qui m'ont
soutenu durant toutes ces années de formation.*

*A ma sœur BASMA et sa fille ACIL ALDJINAN ainsi qu'a
Mes frères ; MOHEMMED, ALI ET LEURS FEMMES,
LAZHAR, et KAMAL.*

*A toute la famille DJEBALI,
THAMER.*

*A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale a: Fouad, Adel
M^{ED} Khalil, Attoussi, Didine , Larbi et Fateh , Yacin et tous les
étudiants de l' ENSH*

DJEBALI KHALIFA

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة كيفية وضع شبكة لصرف مياه الأمطار أو سد جانبي على مستوى مدينة العبادية ولاية عين الدفلى فالعمل يهدف إلى تحديد المعالم المرفولوجية و المناخية، متبوعا بدراسة هيدرولوجية مفصلة ، هذه الدراسة مكنتنا من تحديد كمية التدفق القصوى بواسطة نموذج *HEC-HMS* ، و اختيار الحل الأمثل لحماية هذه المدينة من الفيضانات.

المشروع النهائي هو وضع قناة صرف تمر بجانب المدينة حيث يوجد الطرح النهائي في واد "الشلف" . إن استعمال النمذجة الأكثر تطورا عن طريق برنامج *HEC-RAS* يسمح لنا بالدقة في التفسير الهيدروليكي للمنشأة.

Résumé

Cette étude a pour objectif de déterminer les ouvrages et aménagements pluviaux à mettre en place sur le bassin versant d'El-ABADIA (W.AIN DEFLA) Le travail consiste à définir l'ensemble des paramètres géomorphologiques et climatiques du bassin versant de la zone d'étude, suivi d'une étude hydrologique détaillée. Ceci a permis de dégager le débit de dimensionnement par le Modèle *HEC-HMS* et la variante adéquate pour la protection. Le projet final choisi est un canal parcourant la cote de la ville de l'amont à l'aval où se trouve oued de CHLIFF lieu de déversement. Une modélisation plus poussée avec le logiciel *HEC-RAS* a permis de simuler plus précisément le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage.

Abstract

The purpose of this study is to determine plans of drainage structures on the basin of EL-ABADIA, in the urban centre of the city of AIN DEFLA. The work aims to define all the geomorphologic and climatic parameters of the watershed, followed by detailed hydrological study. This has allowed the identification of the structures designing discharges by the HEC-HMS Model and the variant appropriate for the protection. So, the final project is a channel which covers town and plain until the downstream where is wade of CHLIFF place of discharge. Sea and the projection of two spillways in the basin. A more important modeling with HEC-RAS software enables to simulate more precisely the hydraulic functioning of the structure.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale

Chapitre I Généralités sur les inondations

<i>I.1 INTRODUCTION</i>	1
<i>I. 2. LES INONDATIONS</i>	1
I.2.1. DEFINITIONS	1
I.3. LES CRUES	1
I.3.1. Les crues océaniques	1
I.3.2. Les crues torrentielles	2
I.4. ÉLÉMENTS DESCRIPTIFS D'UNE CRUE	2
I.5 PROCESSUS DE FORMATION DES CRUES	2
I.6 MECANISME DES INONDATIONS	3
I.7 LES CAUSES DES INONDATIONS	3
I.8 Type des inondations et ses conséquences	3
I.9. EXEMPLES DES INONDATIONS	6
I.9.1. Inondations dans le monde	6
I.9.2. Inondations en Algérie	7
I.10. ÉLÉMENTS DE BASE EN HYDROLOGIE	7
I.10.1 Bassin versant	7
I.10.2 Paramètres fondamentaux du cours d'eau	9
I.11. CONNAISSANCE DE L'ALEA « INONDATION »	10
I.12 LES SITUATIONS D'ALEA	11
I.13. CONSÉQUENCES DES INONDATIONS SUR LA SANTÉ HUMAINE	12
I.14 Conclusion	14

Chapitre II Présentation de la zone d'étude

<i>II.1 INTRODUCTION</i>	15
<i>II.2 SITUATION GÉOGRAPHIQUE</i>	15
<i>II.3 DONNÉES NATURELLES DU SITE</i>	16
II.3.1- Géologie de la région	16
II.3.2 Géologie du site	16
II.3.3 Situation topographique	17
II.3.4 Séismicité	17

II.3.5-Situation climatique	19
Pluviométrie	20
Température	21
Le Vent.....	22
Evaporation	22
II.4 Conclusion.....	22

Chapitre III Etude hydrologique

<i>III.1 INTRODUCTION</i>	23
<i>III.2 LE BASSIN VERSANT</i>	23
III.2.1 Définition.....	23
III.2.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	23
<i>III.2.2.1</i> Caractéristiques géographiques du bassin versant	23
<i>III.2.2.2</i> Localisation du bassin versant	24
<i>III.2.2.3</i> Les caractéristiques physique du bassin versant	25
<i>III.3 ANALYSE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES</i>	36
III.3.1 Présentation de la station pluviométrique et pluie moyenne annuelle.....	36
III.3.2 Analyse statistique des pluies maximales journalières	36
<i>III.3.2.1</i> Paramètres statistiques de l'échantillon	36
III.3.2.2 Analyse statistique des pluies maximales journalières	37
A)Ajustement à la loi de Galton (log-normale).....	38
B) Ajustement la loi de Gumbel (loi normale)	39
III.3.2.3 Pluies de courte durée	41
III.4 APPORT SOLIDE EN SUSPENSION	42
III.5 ETUDE DE CRUES	44
III.5.1 La fonction de production de SCS-CN.....	44
III.5.2 La méthode de l'hydrogramme synthétique (construction de l'hydrogramme de crue).	47
III.5.2.1.Construction d'un réseau d'isochrones	47
III.5.2.2 Surfaces débitantes.....	47
III.5.2.3 Calcul du débit maximum.....	49
III.5.2.4 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique	50
III.5.3 Méthode de HEC-HMS 'Modèle pluie-débit'	51
III.5.3.1 Le processus de fonctionnement	52
III.5.3.2 Application du HEC-HMS sur le BV d'ELABADIA.....	53

III.6 Conclusion	57
------------------------	----

Chapitre IV Étude géotechnique et géomorphologique

IV.1 INTRODUCTION.....	58
IV.2 TRAVAUX DE RECONNAISSANCES ET ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LABORATOIRE	58
IV.2.1.a Fouilles	58
IV.2.2 Essais géotechniques de laboratoire	58
IV.3 EMBLACEMENT DES FOUILLES ET SONDAGES	58
IV.4 GEOMORPHOLOGIE DU QUARTIER Q	58
IV.5 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES SOLS DE FONDATION DES OUVRAGES PROJETES.....	60
IV.5.1-Sols fins.....	60
IV.5.2. Sols grenus.....	61
IV.6. RECAPITULANT LES RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LABORATOIRE	62
IV.7 CONCLUSION	63

Chapitre V Calcul hydraulique

V.1 INTRODUCTION	64
V.2 LES DIFFERENTS AMENAGEMENTS D'UN COURS D'EAU	64
V.3 OBJECTIF D'AMENAGEMENT	65
V.4 DONNEES DE BASE EXISTANTE POUR L'AMENAGEMENT	65
V.5 DEBITS DE DIMENSIONNEMENT	65
V.6 GENERALITES SUR LES ECOULEMENTS	65
V.6.1 Ecoulement à surface libre.....	65
V.6.2 Canaux à ciel ouvert	65
V.6.3 Différents types de Canaux On distingue deux catégories de canaux :	65
V.6.4 Types d'écoulements	66
V.7-DIMENSIONNEMENT DES CANAUX	69
V.7.1 Conditions de l'écoulement uniforme	69
V.7.2 Formules de calcul.....	69
V.7.3 Détermination de coefficient de Chézy	69
V.8 PARAMETRES GEOMETRIQUES.....	71
V.8.1 Choix de la section de meilleure conductivité.....	71

VI.8.2 Calcul du rayon hydraulique maximal	71
V.8.3 Calcul de la profondeur normal h_n	72
V.8.4 Calcul de la profondeur critique h_{cr}	73
V.8.5 Calcul de la pente critique	74
V.8.6 Nombre de Froude	74
V.9 CALCUL DE LA LIGNE D'EAU	75
V.9.1 Equation de la ligne d'eau	75
V.9.2 Différentes formes de courbe de remous	75
V.9.3 Calcul du ressaut.....	77
V.9.4 Calcul de la surface d'eau	79
V.9.5 Définition Logiciel HEC-RAS	79
V.9.6 Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul HEC-RAS	80
V.9.7 Simulation de l'Oued EL-ABADIA à son état naturel	81
V.10 Conclusion.....	83

Chapitre VI Etude des variantes

VI.1 INTRODUCTION	84
VI.2 Première variante d'aménagements	84
VI.3 Choix des paramètres de dimensionnement	84
VI.4 Travaux de terrassement	86
VI.5 Travaux de génie civil.....	87
VI.5.1 Devis de la première variante	87
VI.03 Devis de la première variante	88
VI.5.2 Deuxième variante d'aménagements.....	88
VI.6 Caractéristiques des digues de protection contre les inondations	90
VI.6.1 Fonctionnement d'un système endigué	90
VI.6.2 Calcul de la hauteur de la diguette	90
VI.6.2.1 Calcul de la largeur de la crête	92
VI.6.2.2 Le choix des fruits de talus amont et aval.....	92
VI.6.3Le devis estimatif	92
VI.7 Conclusion	93

Chapitre VII Organisation de chantier

VII.1 Introduction	93
VII.2 : Installations du chantier	93

VII.2.1 Installations destinées au personnel	93
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	93
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	93
VII.2.4 Installations pour la préfabrication	93
VII.3 Succession des opérations du chantier.....	94
VII.4 : Technologie des principaux travaux.....	94
VII.5: Planification	96
VII.5.1 : Définition	96
VII.5.2 Techniques de la planification	96
VII.5.2.1 méthodes basées sur le réseau	96
VII.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique	97
VII.5.3 Les étapes de la planification	98
VII.5.4 Les paramètres de la méthode C.P.M	98
VII.5.4.1 Chemin critique (C.C)	99
VII.5.5 Elaboration du réseau selon la méthode CPM	99
VII.5.6 Détermination des chemins critiques	100
VII.6 Conclusion	101
Conclusion générale	
Références bibliographiques	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1 Principaux processus de dégradation : eau-matériaux-ouvrages lors d'une inondation...	11
Tableau.I.2 : Caractérisation de l'aléa en fonction du type d'inondation établie en fonction de son impact sur le bâtiment	12
Tableau. I.3: Effets sanitaires directes des inondations.....	12
Tableau.I.4 : La navigation et l'approvisionnement en énergie hydroélectrique	13
Tableau I .1 : Coefficient d'accélération de zone 'A' [RPA-99].....	17
Tableau I.2 : Coefficient d'accélération.....	17
Tableau II.03 Répartition mensuelle de la pluie annuelle	20
Tableau II.02 Répartition mensuelle des températures.....	21
Tableau II.03 Vitesses moyennes mensuelles du vent.	22
Tableau II.04 Répartition mensuelle de l'évaporation.....	22
Tableau III.01 caractéristique morpho-métrique du bassin versant.....	27
Tableaux III.02 Distribution de la superficie du B.V en fonction de l'altitude :	27
Tableau III.03: Classe de relief selon (Bonnard et Gardel, 1996)	30
Tableau III.04 Détermination de l'indice de pente de Roche Ip de bassin versant	31
Tableau III.05 Résultats de calcul du temps de concentrations	34
Tableau III.06 Caractéristiques hydro-morpho-métriques du notre bassin versant.....	35
Tableau III.07: Station pluviométrique d'EL-ABADIA code (012001).....	36
Tableau III.08 Les paramètres statistiques	37
Tableau III.09. Résultats d'ajustement à la loi de Galton.....	38
Tableau III.10. Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	40
Tableau III.11 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence	41
Tableau III.12 Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences	41
Tableau III.13. Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T.....	42
Tableau III.14. Déférentes valeurs de « α ».....	43
Tableau III.15 Conditions antécédentes d'humidité	46
Tableau III.16 Vitesse calculée pour différentes valeurs de la pente (Pente % = $100 \tan \alpha$)	48
Tableau. III.17 Les surfaces débitantes du bassin versant d'EL-ABADIA(Km ²)	48
Tableau.III.18 : Débit maximum probable Qmax% du bassin versant total.....	50
Tableau III.19 Ordonnées de l'hydrogramme de crue du bassin versant	50
Tableau III.20 paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour la fonction de production SCS Curve Number	55
Tableau III.21 donne les résultats de calcul du temps de concentration et temps de réponse pour les différents sous bassins.	56
Tableau IV.01 Les résultats des essais géotechniques au niveau de fouille N°FEA1	59

Tableau IV.02 Essais d'identification et de classification	62
Tableau IV.03 Essais mécaniques	62
Tableau IV.04 Analyse chimique	63
Tableau V.01: paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale	72
Tableau V.02 Différentes formes de courbes de remous	77
Tableau V.03 Différents types de ressaut.....	78
Tableau V.04. les résultat de la simulation de l'oued en canal trapézoïdal.....	82
Tableau VI.01. les résultat de la simulation de l'oued en canal trapézoïdal.....	87
Tableau VI.2 Estimation des Travaux de terrassement.....	89
Tableau VI. 4 Calcul de la hauteur de la diguette	93
Tableau VI.5 quelque valeur indicative des pentes des talus	94
Tableau VI.6. Devis de la deuxième variante	94
Tableau VII 01: les taches des travaux	99
Tableau.VII.2 Détermination des chemins critiques.....	100

LISTE DES FIGURES

Figure I.01 Inondation dans un estuaire	2
Figure I.02 : Éléments descriptifs d'une crue simple	2
Figure I.03: Inondation de Plaine (MERABET, 2006).	4
Figure I.04: Inondations par ruissellement pluvial (MERABET, 2006).	5
Figure. I.05: Inondation par crues torrentielles. (MERABET, 2006).	5
Figure I.06: Inondation par remontée de nappe phréatique (MERABET, 2006).	6
Figure. I.07 : Rupture d'une protection (MERABET, 2006).	6
Figure I.08 : Ghardaïa, une ville sous la boue (Octobre2008)	8
Figure I.09 : Délimitation du bassin versant (MERABET, 2006).	8
FigureI.10 : Coupe transversale d'un bassin versant (MERABET, 2006).	9
Figure I.11 : Les trois types de bassins versants (MERABET, 2006).	9
Figure I.12 : Lits d'un cours d'eau (MEDD, 2004).....	10
Figure II.01: Situation administrative de la ville d'El-Abadia.....	15
Figure II.02 Extrait de la carte géologique d'El-Abadia.....	17
Figure II.02 Carte de zonage sismique du territoire national.....	18
Figure II.04 Extrait de la carte-thème (atlas)	19
Figure II.05 Graphe de la répartition mensuelle des pluies.....	20
Figure II.06 Extrait de carte pluviométrique de l' ANRH (1993).....	21
Figure II.07 Répartition mensuelle des températures	21

Figure II.08 Répartition mensuelle de l'évaporation.	22
Figure III.1 Extrait de carte hydro-climatologique	24
Figure III.2 : Bassin versant d'El-Abadia	25
Figure.III.3 Répartition et Courbe hypsométrique.....	28
Figure III.4: Classification du Réseau hydrographique par Strahler	32
Figure III.5. représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	39
Figure III.6. Représentation graphique de l'ajustement à la loi Normale (GUMBEL)	40
Figure III.7: L'hydrogramme de crue du bassin versant.....	51
Figure III.08 L'enchaînement d'intervention des différentes composantes dans la structure événementielle du modèle HEC-HMS (Cunderlik J. M. et Simonovic S. P.(2004))	53
Figure III.09 Découpage du bassin versant en sous bassin versants.....	54
Figure III.10 Définition du modèle hydrologique sous HEC-HMS.....	54
Figure III.11 Hydrogramme unitaire de SCS pour les différentes périodes de retour.	57
Figure VI.1 : Variante N° 1 canal avec section trapézoïdale en béton armé	84
Figure VI.2: Positionnement de la digue par rapport aux cours d'eau [SERRE ,2005]......	88
Figure VI.3 : Schéma de digue (SERRE, 2005).....	89
Figure VI.4: Vallée endiguée (Meriaux, 2004)	90
Photo 01 Pelle hydraulique sur chenilles.....	94
Photo 02 chargeur.....	95
FigureVII 01 Réseau à nœuds.....	99
Figure VII.02 diagramme de GANTT	101

LISTE DES PLANCHES

<i>Planche N°01 : Plan de masse de la zone d'étude</i>	<i>Echelle : 1/1250</i>
<i>Planche N°02 : Profil en long du canal projeter</i>	<i>Echelle : 1/1000</i>
<i>Planche N°03 : Profil en long de la diguette</i>	<i>Echelle : 1/1000</i>
<i>Planche N°04 : coupe transversale de la diguette</i>	<i>Echelle : 1/25</i>
<i>Planche N°05: Profil en travers de oued El-Abadia</i>	<i>Echelle : 1/100</i>

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE N°01 : Le tracé du réseau d'isochrones.

ANNEXE N°02 : Les résultats des essais géotechniques.

ANNEXE N°03. A : Simulation d'oued à son état naturel.

ANNEXE N°03. B Simulation d'oued en canal trapézoïdal

Introduction générale

L'inondation est le premier risque naturel dans le monde, ils sont responsables de plus de 60% de mortalité totale. Selon l'institut international de Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005, environ 80% des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique. Les inondations peuvent se définir comme l'envahissement par l'eau de lieux terrestres habituellement émergés. Plusieurs causes et processus complexes aboutissent à ce phénomène, dont l'ampleur peut conduire à une catastrophe majeure.

Dans notre pays, les inondations causent de graves dégâts que ça soit matériels ou bien humains, ces dégâts sont causés par les changements climatiques et environnementaux d'une part, ainsi du manque d'aménagements hydrauliques et des protections contre les débordements des Oueds.

L'objectif de notre travail est protéger la ville d'El-Abadia (W.Ain defla) pour la protection des zones avoisinantes contre les risques d'inondations. Ceci en essayant de déterminer les principales causes de cette dernière, et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par des aménagements et des ouvrages de protection adéquat.

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

Chapitre I : Généralité sur les inondations.

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre III : Etude hydrologique.

Chapitre IV : Etude Géotechnique et Géomorphologique.

Chapitre V : calcul hydraulique.

I.1 INTRODUCTION

La vie naturelle d'un cours d'eau est faite d'alternance entre les périodes de basses eaux et les périodes de hautes eaux. Lorsque celles-ci montent plus ou moins brutalement, on assiste à un phénomène d'inondation.

I. 2. LES INONDATIONS

I.2.1.DÉFINITIONS

- * *Étymologie* : Le mot *inondation* vient du latin: «*inundatio*» qui signifie submersion.
- * *Définition*_: Une *inondation* est un débordement d'un cours d'eau, le plus souvent en crue, qui submerge les terrains voisins. C'est-à-dire une augmentation du débit du cours d'eau lorsque ce débit ne peut plus transiter dans le lit mineur, lieu des écoulements ordinaires. Ce terme est souvent étendu aux débordements d'ouvrages artificiels tels que retenues ou réseaux d'assainissement, parfois associés à une remontée de la nappe phréatique.

I.3.LES CRUES

Une *crue* se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son "débit de pointe", son volume. Elle se caractérise par son hydrogramme, graphique qui représente les variations de débit en un point en fonction du temps.

On distingue deux grands types de crues :

I.3.1. Les crues océaniques

Elles sont provoquées par des précipitations réparties sur plusieurs jours ou semaines, mais d'intensité modeste, et/ou parfois par la fonte des neiges. La montée des eaux et la décrue sont lentes, progressives et donc facilement prévisibles. La durée des hautes eaux varie de plusieurs jours à quelques semaines selon la taille du bassin d'alimentation du cours d'eau et la durée des précipitations.

I.4. ÉLÉMENTS DESCRIPTIFS D'UNE CRUE

Les éléments descriptifs d'une crue simple sont (*Figure I.02*) ;

- *Temps de concentration* : qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau, partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci
- *Pointe de crue* : puissance de la crue et durée de la période critique,
- *Courbe de tarissement* : retour de la rivière au niveau antérieur à la crue,
- *Fréquence de crue* : une crue centennale a chaque année 1 chance sur 100 de se produire.

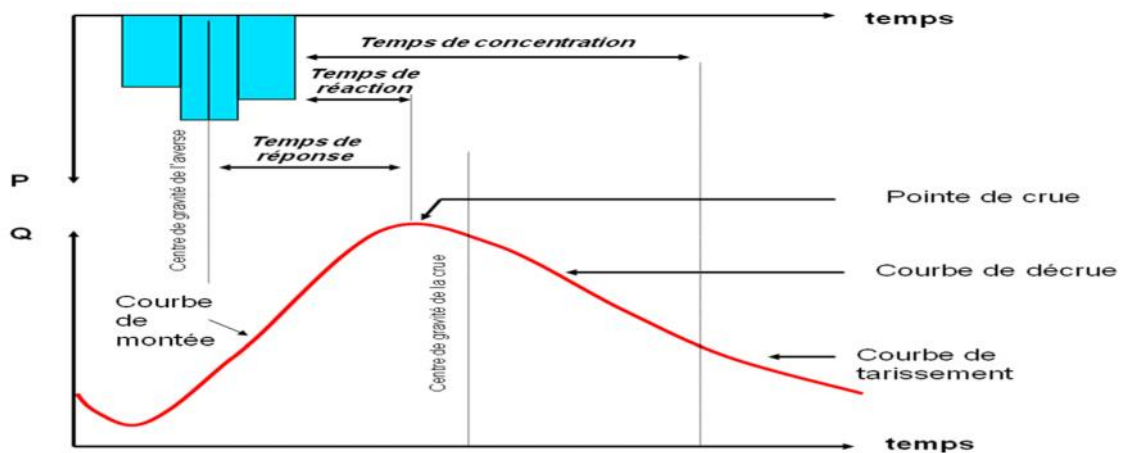


Figure I.01 : Éléments descriptifs d'une crue simple (MEDD ,2004)

I.5 PROCESSUS DE FORMATION DES CRUES

Comprendre le processus de formation des crues revient à analyser les différents facteurs concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau.

Principalement, on distingue :

- *l'eau mobilisable*, constituée de l'eau reçue par le bassin versant ;
- *le ruissellement*, qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol.

Le processus dépend de la nature du sol, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux ;

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

I.6 MECANISME DES INONDATIONS

On définit les types de facteur influençant sur les inondations :

* Facteurs physiques qui influencent les inondations

- ✓ Le régime des pluies;
- ✓ Le relief ;
- ✓ La taille du bassin versant ;
- ✓ L'état des sols.

* Facteurs aggravants du risque d'inondation

- ✓ L'usage et l'occupation des sols,
- ✓ L'aménagement du territoire ;
- ✓ Le manque d'entretien des cours d'eau.

I.7 LES CAUSES DES INONDATIONS

Elles peuvent avoir de nombreuses causes cumulables :

- **Causes naturelles** : liée aux aléas climatiques et phénomènes météorologiques attendus.
- **Causes humaines directes** : établissements d'écluses de barrages permettant certes la navigation et le transport fluvial, mais diminuant la pente naturelle du cours d'eau, absence de gestion et de coordination des barrages à l'approche des crues.
- **Causes humaines indirectes**: liée aux modifications climatiques globales (émissions de gaz à effet de serre qui entraîne la fonte des glaciers et qui provoque une montée du niveau des océans, des cours d'eau ou encore cela pourrait entraîner des cyclones plus intenses.

I.8 Type des inondations et ses conséquences

On distingue plusieurs types d'inondations par les fleuves et les rivières

I.8.1. Les inondations des plaines

Elles se traduisent par le débordement d'un cours d'eau sorti de son lit habituel (lit mineur), regagnant son lit majeur. Il peut parfois être procédé des nappes phréatiques et d'inondation de caves. Ceci peut engendrer divers conséquences :

- Une montée des eaux généralement longue ;
- Une durée de submersion pouvant atteindre quelques semaines ;
- Des dommages principalement dus à la durée de submersion et aux hauteurs d'eau ;
- Un délai d'alerte supérieur à la journée.

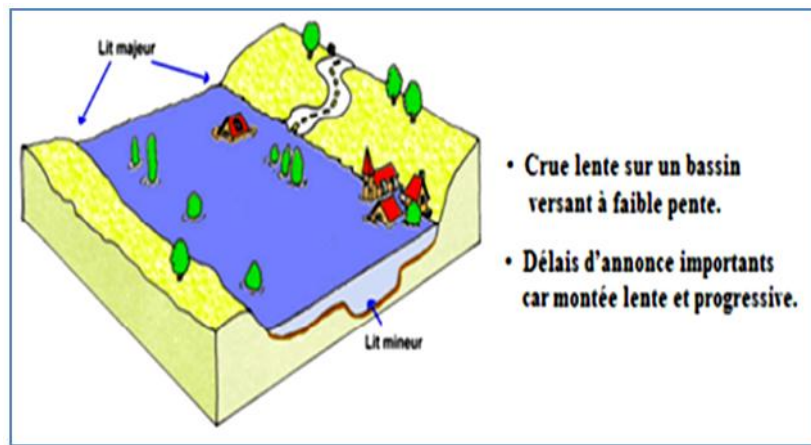


Figure I.03: Inondation de Plaine

Les dommages que provoque ce type d'inondation sont imputables aux hauteurs et durées de submersion.

I.8.2. Le ruissellement pluvial

Il se manifeste par ruissellement des eaux de pluie en zone urbaine fortement imperméabilisée du ruissellement érosif de plateau en zone rurale, ce phénomène conduit aux conséquences suivant :

- Une accumulation des eaux dans les points bas pouvant stagner pendant quelques jours ;
- Un ruissellement pluvial pouvant réactiver de petits cours d'eaux temporaires ;
- Des dommages dus à la violence du courant, à la durée de submersion et à une forte érosion ;
- Un délai d'alerte court.



Figure I.04: Inondations par ruissellement pluvial

I.8.3. Les crues torrentielles

Sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type orages convectifs. Elles résultent de l'accélération de débit d'un torrent suite à de forte précipitation et peuvent amener au conséquence suivant :

- Des éléments solides charriés par les eaux ;
- Une montée des eaux rapide (débit et vitesse importants) ;
- Des durées de submersion courte.

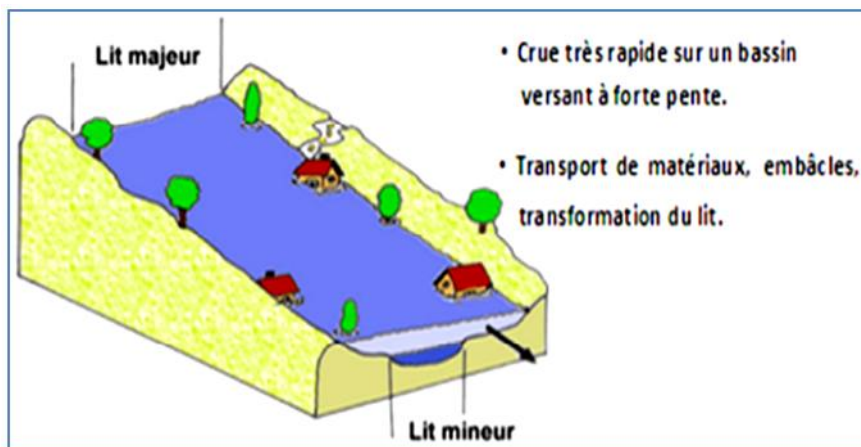


Figure. I.05: Inondation par crues torrentielles.

I.8.4. Les remontées de nappes

Ce phénomène correspond à une inondation par débordement indirect. Il se manifeste par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou d'une intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. La crue de la rivière empêche l'évacuation des eaux et crée des flaques isolées qui peuvent subsister quelques semaines.

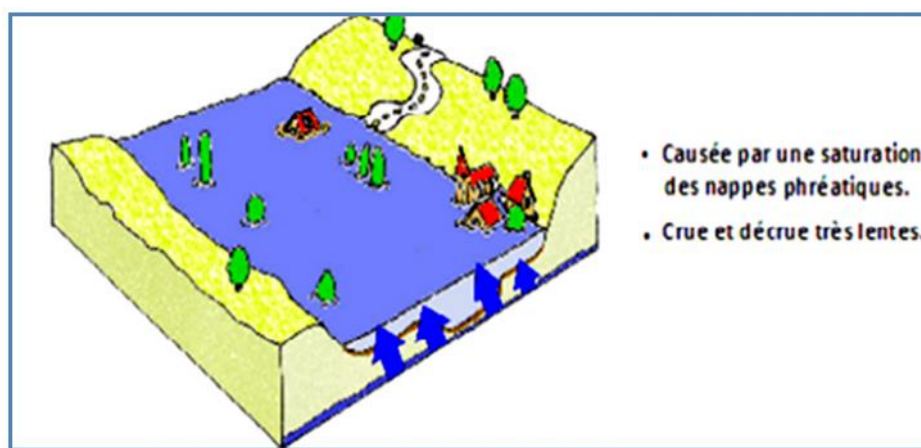


Figure I.06: Inondation par remontée de nappe phréatique

I.8.5. Les coulées de boue

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

de boue", l'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plu part des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée enterre, en plu sou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé.

I.8.6. Inondation par rupture d'une protection

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

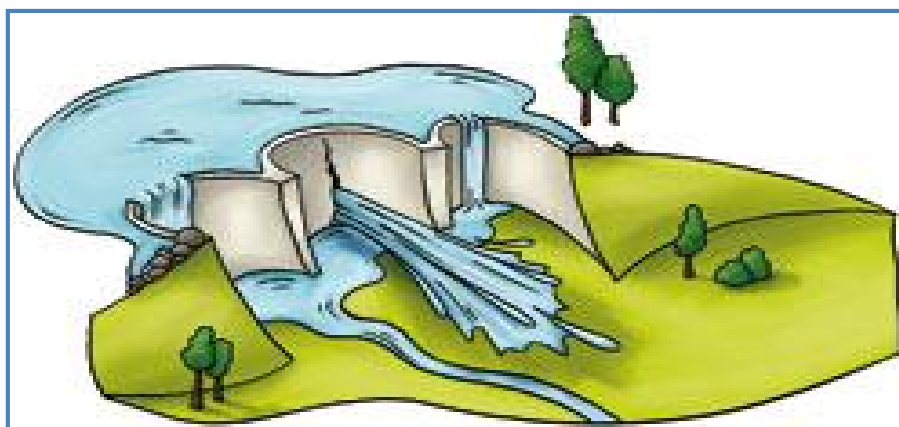


Figure. I.07 : Rupture d'une protection

I.9. EXEMPLES DES INONDATIONS

I.9.1. Inondations dans le monde

- **France (janvier 2002)** : Vosges, Lorraine, Moselle, Haute-Marne. 180 personnes touchées, 60 familles évacuées ; plusieurs autoroutes et voies secondaires fermées.
- **Fédération de Russie (2002)** : Krasnodar, Temryouk, Anapa, Slavianka. Un mort ; 3000 personnes touchées. Le montant des dommages s'est élevé à 65 millions de dollars des États-Unis. Le dégel qui a suivi une période de froid intense a entraîné des inondations qui ont partiellement inondé plus de 1000 habitations, recouvert 75 000 hectares, dont 50 000 hectares de terres agricoles, et causé plus de 2 milliards de roubles de dégâts matériels.
- **Belgique (2002)** : 600 personnes touchées. Les crues qui ont suivi de fortes pluies ont touchées de 200 habitations.
- **Italie (juin 2002)** : Région du Frioul-Vénétie Julienne, Val d'Aoste, Piémont. Aucune personne n'a été touchée. De forts orages ont inondé les routes, détruit des ponts, et, à Venise, l'eau a atteint des niveaux record.

I.9.2. Inondations en Algérie

- **Azazga (Tizi Ouzou)** : le 12 octobre 1971, et qui ont occasionné 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- **Tizi Ouzou** : du 28 au 31 mars 1974, et qui ont provoqué 52 décès, 18000 sinistrés et des dégâts évalués à l'époque à 27 millions de DA.
- **Annaba** : le 11 novembre 1982, au niveau du centre-ville et qui ont fait 26 morts et 9500 sinistrés.
- **Jijel** : le 29 décembre 1984, et qui ont occasionné 29 morts et 11000 sinistrés.
- **Bordj Bou Arreridj** : le 23 septembre 1994, et qui ont provoqué 16 décès et des dégâts évalués à 10.000.000 DA.
- **Alger (Bab-El-Oued)** : le 10 novembre 2001, et qui ont fait 710 décès, 115 disparus et 30 milliards de DA de pertes.
- **Ghardaïa** : le 03 octobre 2008. Les récentes inondations qui ont touché la région de Ghardaïa (600 km au sud d'Alger) ont causé des dégâts estimés à près de 250 millions d'euros. Ces intempéries ont fait 34 morts, 89 blessés et un disparu.

I.10. ÉLEMENTS DE BASE EN HYDROLOGIE

I.10.1 Bassin versant

Le bassin versant représente l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête. On parle alors de bassin versant topographique. (ANDRY MASY.2005)

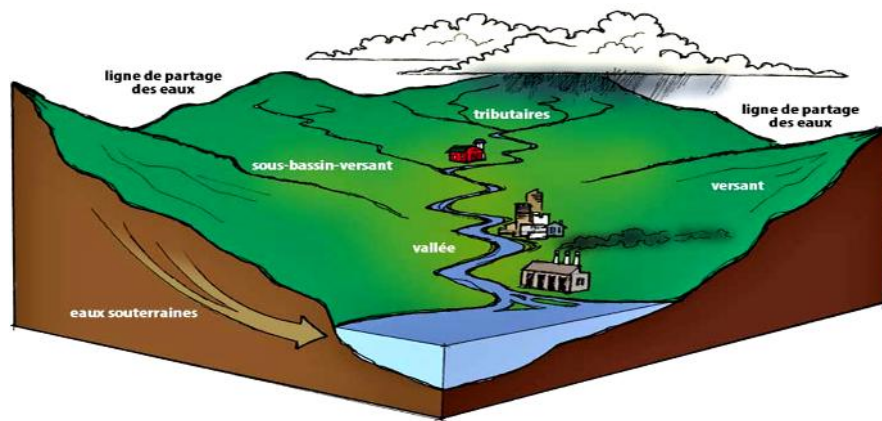


Figure I.09 : Délimitation du bassin versant

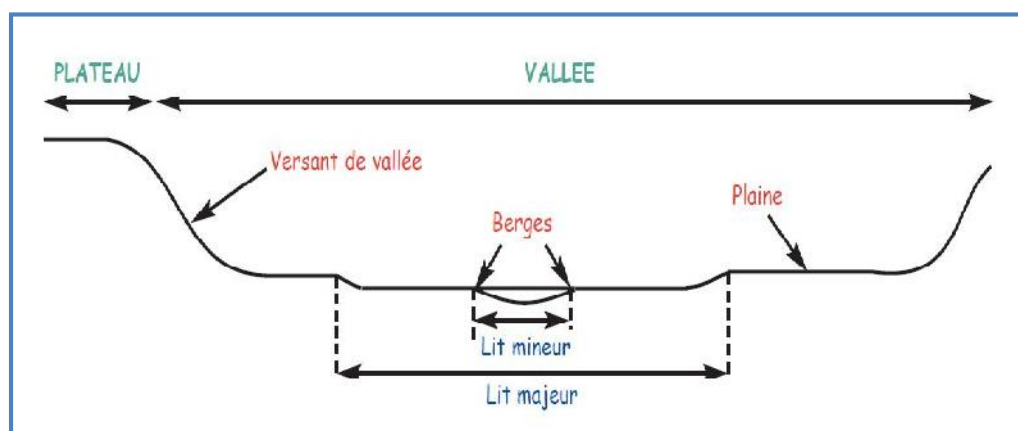


Figure I.10 : Coupe transversale d'un bassin versant

La délimitation d'un bassin versant est difficile à mettre en œuvre. En effet, il faut tenir compte des écoulements de surface mais également des écoulements souterrains.

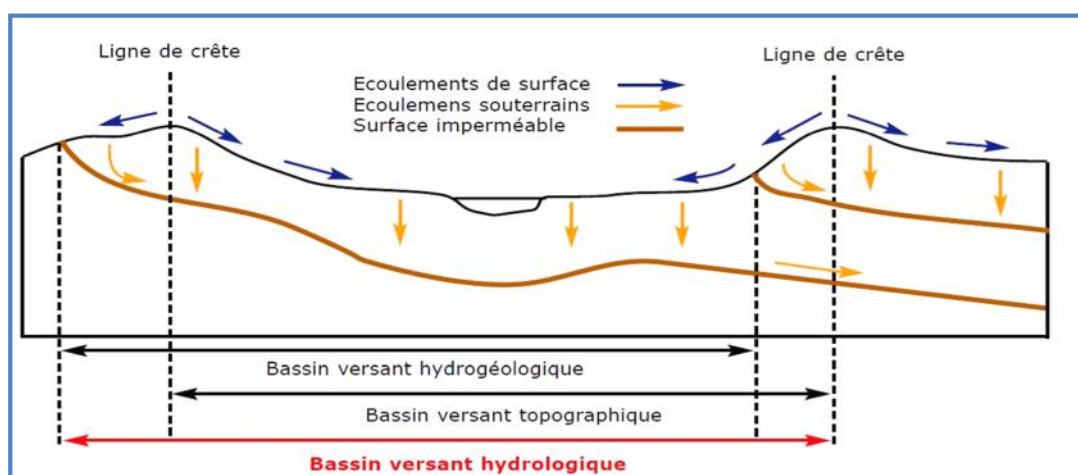


Figure I.11 : Les trois types de bassins versants

Le **bassin versant topographique** est déterminé par les écoulements de surface .Par conséquent, les frontières de ce bassin versant sont les lignes de partage des eaux. Cependant, selon la géologie du terrain, il se peut que des eaux, qui en surface semblent rejoindre un bassin versant voisin, s'infiltrant et reviennent alimenter le bassin versant initial (présence d'une couche imperméable). On parle alors d'un **bassin versant hydrogéologique** dont les limites sont les structures géologiques imperméables.

Le **bassin versant hydrologique** (bassin versant réel) est donc la somme de ces deux bassins versants (topographique + hydrogéologique).

I.10.2 paramètres fondamentaux du cours d'eau

I.10.2.1 Lits du cours d'eau

Le lit d'une rivière étant façonné par les eaux qu'il transporte on conçoit que ses dimensions soient fortement liées aux régimes hydrologiques

Lit mineur : qui est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles).

Lit majeur : comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles.

Lit moyen: Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la **ripisylve** (MEDD, 2004)

Ripisylve C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Le rôle de la *Ripisylve* sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit, d'où deux conséquences de nature hydraulique :

- Une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant;

- Un écrêtement des crues pour l'aval.

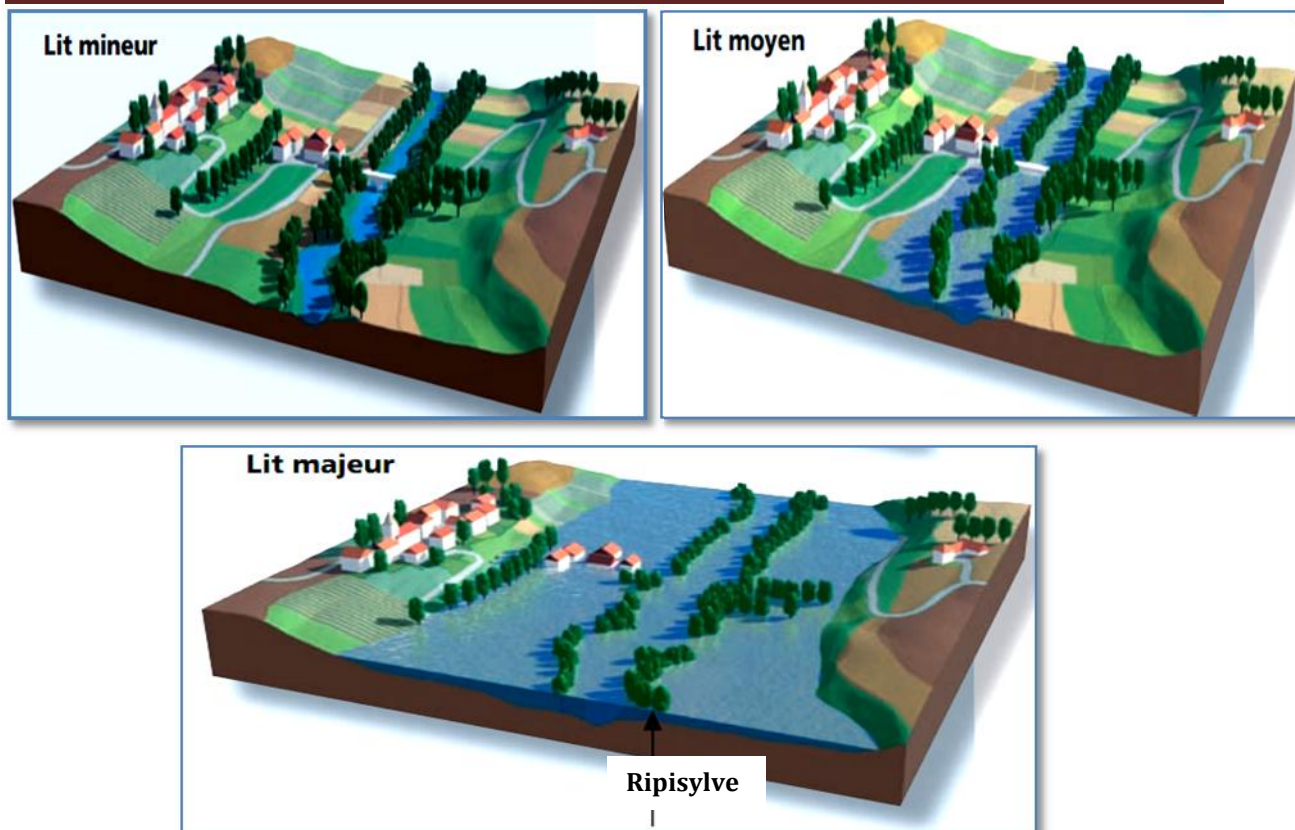


Figure I.12 : Lits d'un cours d'eau (MEDD, 2004)

I.11.CONNAISSANCE DE L'ALEA « INONDATION »

L'aléa interpelle deux disciplines principales ; l'*hydrologie* et l'*hydraulique fluviale*. Dans le cas des inondations, l'hydrologie est la discipline qui permet d'obtenir les débits et leurs périodes moyennes de retour. Tandis que l'hydraulique est la discipline qui permet d'obtenir les niveaux d'eau et accessoirement les vitesses correspondant à ces débits. La combinaison de ces deux disciplines permet donc d'associer des périodes de retour à des niveaux et vitesses d'écoulement en divers points d'un cours d'eau. [BLIN 2001]

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 torrencialité du cours d'eau.

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

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire...), les débits et l'intensité étant d'autant plus importants que la période de retour est plus longue.

Tableau. I.1 : Principaux processus de dégradation : eau-matériaux-ouvrages lors d'une inondation

Processus de dégradation	Principe de dégradation	Exemples de matériaux/ ouvrages concernés	Exemples de conséquences
Humidification	Imprégnation : - par capillarité - par condensation	Quasiment tous les matériaux (bois, minéraux)	Affaiblissement mécanique (pourriture du bois), conséquences éventuelles sur la santé (moisissures)
Hydrolyse	Réaction chimique	Colles, peintures	Dissolution (plâtre), décollement, cloquage
Déformation	Gonflement, consécutive à l'absorption	Bois agglomérés, certains bois massifs, certains isolants fibreux, matériaux minéraux	Ouvrages impropres à leur destination, gauchissement (plaques minces...)
Corrosion	Action électrolytique	Métaux, notamment ferreux	Ecaillage, éclatement des parties scellées
Rétention de fines particules	Action de filtre des particules transportées par l'eau de l'inondation	Matériaux présentant des cavités (fibreux, pilulaires, appareillages...)	Appareillages hors service, conséquences éventuelles sur la santé

I.12 LES SITUATIONS D'ALÉA

L'aléa inondation est caractérisé par trois paramètres : hauteur, durée et vitesse,

- i. **La hauteur d'eau** : est celui, parmi ces trois paramètres, qui peut être évalué de la manière la plus fiable dans le cas d'une inondation de plaine et de remontée de nappe.

L'importance de ce paramètre dans le processus de dégradation des performances des matériaux et des ouvrages.

- ii. **La vitesse du courant** : peut résulter de spécificités très localisées au voisinage immédiat du bâtiment.

Un fort courant peut être un facteur aggravant même pour un faible niveau et une faible durée. Il peut induire la destruction de certains ouvrages du fait de l'action dynamique de l'écoulement et/ou des chocs éventuels avec des objets lourds entraînés par le courant.

Rappelons par ailleurs que, même mémoire (histoire/mémoire locale, témoins de niveaux d'événements antérieurs) s'y réfèrent explicitement.

La précision de cette évaluation peut cependant être médiocre pour un bâtiment particulier.

iii. **La durée d'immersion** : peut également avoir été enregistrée mais ce n'est pas la règle.

Il a été rappelé qu'en l'absence de débit d'eau important, un mur maçonné de facture courante est fragilisé dès qu'il est soumis à une différence de hauteur de l'ordre d'un mètre entre l'intérieur et l'extérieur du bâtiment. Cet élément est à retenir pour dimensionner les dispositifs destinés à empêcher l'eau de pénétrer dans les bâtiments.

Le classement proposé dans le tableau I.2 est établi du point de vue des impacts sur le bâtiment.

Tableau.I.2 : Caractérisation de l'aléa en fonction du type d'inondation établie en fonction de son impact sur le bâtiment

Type d'inondation		Situation I		Situation II	
		Plaine	Remontée de nappe phréatique	Torrentielle	Ruissellement
Ordre d'importance des facteurs	1	Hauteur	Hauteur	Vitesse	Vitesse
	2	Durée	Durée	Hauteur	Hauteur
	3	Vitesse	Vitesse	Durée	Durée

1.13. CONSEQUENCES DES INONDATIONS SUR LA SANTE HUMAINE

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

- ✓ Effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;
- ✓ Effets se développant dans les jours voir les premières semaines suivant l'inondation ;
- ✓ Effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durant des mois voir des années.

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé.

Tableau. I.3: Effets sanitaires directes des inondations

<i>Effets directs</i>	
<i>Causes</i>	<i>Conséquences pour la santé</i>
Rapidité d'écoulement des eaux, caractéristiques topographiques, absence d'alerte préalable, hauteur atteinte par des eaux, glissements de terrain, comportements à risque, eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres	Noyade, blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires, hypothermie, arrêt Cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées, dermatites, conjonctivites, maladies gastro-intestinales, infections ORL, maladies graves d'origine hydrique

Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts, approvisionnement insuffisant en eau potable, approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	Éventuelles infections d'origine hydrique (E. coli entéropathogène, Shigella, hépatite A, leptospirose, giardias, campylobactériose), dermatites, conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments, gêne pour les secours d'urgence
Dommages causés aux conduites souterraines, aux réservoirs de stockage, inondations de sites abritant des déchets toxiques, produits chimiques .	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes, expansion des habitats des vecteurs de maladie	Maladies transmises par vecteurs
Migration des rongeurs	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution, blessures, lacérations, perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire

(Source : NEDELEC .Y 1998 P270)

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments. Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées tableau I.4.

Tableau.I.4 : La navigation et l'approvisionnement en énergie hydroélectrique

<i>Services d'eau potable</i>	<i>Services d'assainissement</i>
- arrêt de production, - mise en distribution d'eau non potable, - pression insuffisante, - modification des caractéristiques de l'eau distribuée.	- aggravation des inondations au détriment d'habitations, d'infra-structures ou d'activités économiques, - pollution prolongée résultant de l'arrêt de l'épuration.

1.14 Conclusion

Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydrogramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs. En premier lieu, la quantité, l'intensité et l'extension spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu, les propriétés physiographiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin augmentant la complexité du problème. Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments, Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles ; les coulées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées.



Sommaire

I.1 INTRODUCTION	1
I. 2. LES INONDATIONS	1
I.2.1. DEFINITIONS	1
I.3. LES CRUES	1
I.3.1. Les crues océaniques	1
I.3.2. Les crues torrentielles	Error! Bookmark not defined.
I.4. ÉLÉMENTS DESCRIPTIFS D'UNE CRUE	2
I.5. PROCESSUS DE FORMATION DES CRUES	2
I.6. MÉCANISME DES INONDATIONS	3
I.7. LES CAUSES DES INONDATIONS	3
I.8. Type des inondations et ses conséquences	3
I.9. EXEMPLES DES INONDATIONS	6
I.9.1. Inondations dans le monde	6
I.9.2. Inondations en Algérie	7
I.10. ÉLÉMENTS DE BASE EN HYDROLOGIE	7
I.10.1 Bassin versant	7
I.10.2 paramètres fondamentaux du cours d'eau	9
I.11. CONNAISSANCE DE L'ALEA « INONDATION »	10
I.12. LES SITUATIONS D'ALEA	11
I.13. CONSÉQUENCES DES INONDATIONS SUR LA SANTÉ HUMAINE	12
I.14. Conclusion	14

II.1 INTRODUCTION

Pour bien mener notre étude, la présentation du lieu de l'étude est importante car elle nous renseigne sur le terrain du point de vue topographique, géologique, hydrogéologique... et du point de vue climatique sans oublier la démographie et le développement urbain. Ainsi la présentation de l'agglomération est un volet important pour le futur choix d'aménagement hydraulique.

II.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE

La ville d'EL-ABADIA se situe dans la vallée de l'*oued Cheliff*; autrement dit le périmètre du moyen Cheliff; Elle est localisée sur la carte d'état major d'Ain Defla N°83. Échelle 1/50000 dont les coordonnées Lambert sont :

$$X=409,20 \text{ km} \quad Y=330,602 \text{ km} \quad Z=175,00 \text{ m}$$

La commune d'El Abadia est située à 30 km environ dans la côte Nord Ouest de la wilaya d'Ain Defla. Elle est limitée par :

- La commune de Tachta et Beni Haoua au nord ;
- La commune d'El Attaf et Oued El Foda au sud ;
- La commune d'Ain Bouyahia à l'Est ;
- La commune de Beni Rached à l'Ouest.

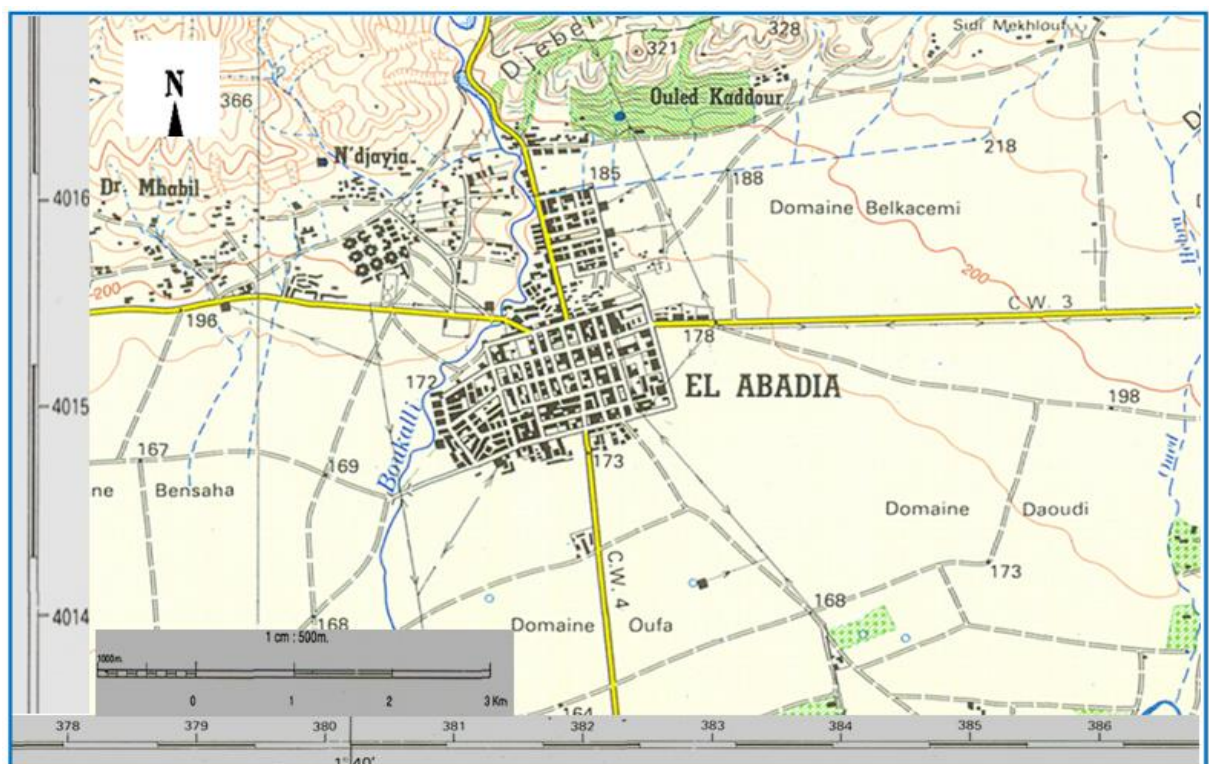


Figure II.01: Situation de la ville d'El-Abadia (DRE, Ain Defla)

II.3 DONNEES NATURELLES DU SITE

II.3.1- Géologie de la région

La ville d'EL-ABADIA fait partie d'un point de vue géologique, des chaînes telliennes, plus exactement dans le Tell septentrional, séparé du Tell septentrional par le bassin miocène de Chélif. La Cité Communale d'EL-ABADIA se trouve au pied de *Djebel Sidi Soltane*,

duquel proviennent les écoulements superficiels à travers neuf affluents. Il faut noter que ces affluents appartiennent à Oued Boukalli qui passe non loin d'El-Abadia centre à l'Ouest.

II.3.2 Géologie du site

La géologie du site est basée sur les travaux de reconnaissances (fouilles), l'examen de la carte géologique d'EL Abadia, et les observations faites sur le terrain lors des levés géologiques du site. Les différentes formations géologiques au niveau du site de la cité communale El Abadia se présentent d'amont en aval comme suit :

- La partie amont, située en dehors de l'agglomération présente des dépôts de conglomérats à sable argileux rouges caractérisée par des fortes pentes où les oueds ont creusé des vallées étroites et profondes. Ces conglomérats contiennent parfois des bancs gréseux qui peuvent atteindre 40 cm. d'épaisseur. L'orientation des couches des conglomérats est bien visible sur les rives des oueds avec des pendages dans le même sens d'écoulement des oueds.
- Ces formations de conglomérats sont couvertes vers l'aval par des dépôts d'alluvions anciennes constituant des pentes assez douces où ses matériaux vont de surface en profondeur du grossier au fin (graviers et cailloux en surface, argiles sableuses ou sables argileux en profondeur).
- La partie aval avec des pentes faibles constitue des dépôts d'alluvions dont la granulométrie est de plus en plus fine en se dirigeant d'amont en aval. (gravier argilo-caillouteux, graviers sableux sables graveleux, argiles sableuses et sables argileux). Concernant les éventuels risques de mouvement de terrain (glissement ou éboulement) l'ensemble des formations géologiques constituent des terrains stables.

La figure suivante représente l'extrait de la carte géologique d'El-Abadia

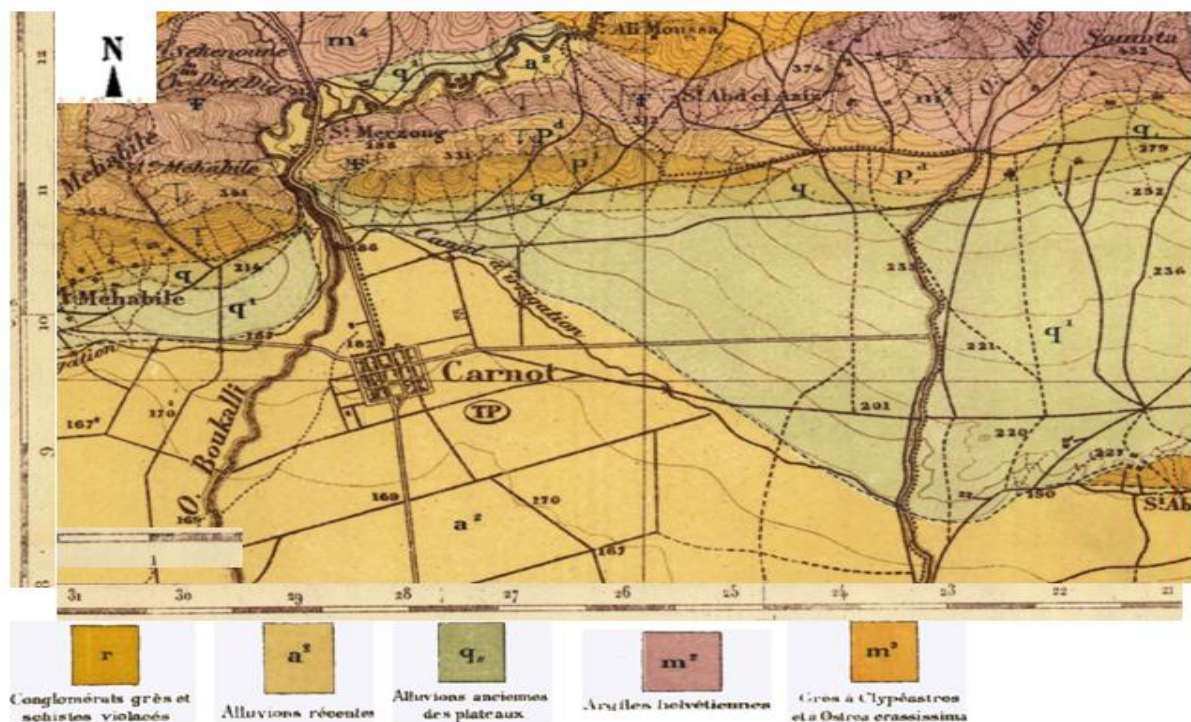


Figure II.02 Extrait de la carte géologique d'El-Abadia

II.3.3 Situation topographique

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du projet vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement par la gravité sauf dans le cas où le relief n'assure pas des pentes limites. La ville d'El-ABADIA et ses alentours reposent sur un relief montagneux accidenté à la partie haute jusqu'à où il devient plat à la partie basse de la ville. El-ABADIA est définie par les coordonnées U.T.M fuseau 31 suivantes :

Latitude : 36,1610

Longitude : 1,4107

II.3.3.a La partie haute C'est la partie sud de la ville d'El Abadia qui situe chaînes telliennes, elle nous donne la forme montagneuse du relief, elle est caractérisée par : Cote maximale = 550m cote minimale = 250m

II.3.3.b La partie basse Notre cite est pratiquement plat contrairement au coté Nord où la pente est raide, avec une pente variant de (0,3 à 5,5%) dont les altitudes varient de 70 à 110 m.

II.3.4 Séismicité

Notre ouvrage est classé en groupe d'usage **(2)** à partir du paragraphe 3.2 de règlement parasismique Algérien (RPA 99). Notre projet est situé dans la zone sismique **(III)** selon le paragraphe 4.2.3 de règlement Algérien en vigueur. Le coefficient d'accélération de zone à est égale à **0,25 g** selon le tableau 1

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants : Habitations-Bureaux
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance : Hangars

La figure suivante montre la carte de zonage sismique du territoire national.

II.3.5-Situation climatique

De par sa situation géographique, le climat d'EL ABADIA géographique, est de type méditerranéen. Une saison sèche de Mai à Septembre et d'une saison humide d'Octobre à Avril.

A) Pluviométrie

L'étude des précipitations porte sur les moyennes mensuelles et annuelles. La station pluviométrique d'EL-ABADIA, est considérée dans cette l'étude. Cette station a l'avantage de présenter une série longue. L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, les projets de développement en agriculture et en aménagement hydraulique. Egalement, elle est d'un apport considérable dans l'étude des nappes et les changements climatiques, donc la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale. La répartition des précipitations est irrégulière sur l'échelle annuelle. Les observations de cette station (**012001**) sont fournies par le service climatologique de L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (**ANRH**). Les années d'observation ont été traitées en tenant compte de toute la série avec les années sans lacune soit 40années d'observation. Les données sont présentées dans le tableau II.01 et le graphe de la figure II.05

Tableau II.01 Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nou	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
P (mm)	13,76	30,4	52,19	46,4	47,6	53,57	41,06	36,3	29,07	7,86	1,40	1,46
P (%)	3,81	8,43	14,45	12,85	13,19	14,84	11,37	10,05	8,05	2,18	0,38	0,41

Source : ANRH Blida

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure II.05

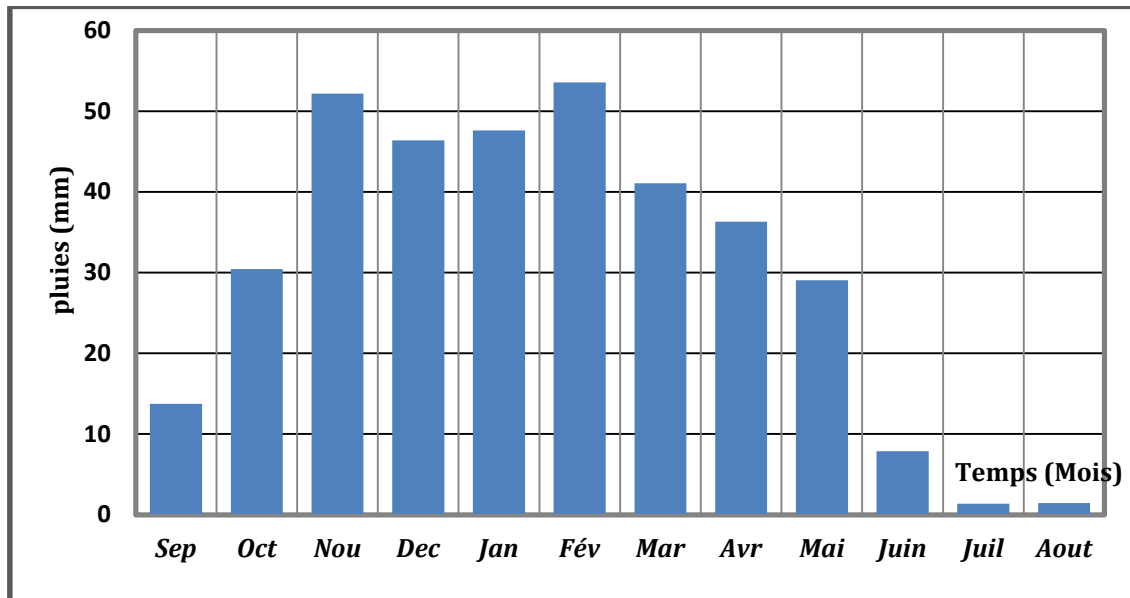


Figure II.03 Graphe de la répartition mensuelle des pluies.

Dans le cadre de notre étude, nous prendrons en considération la valeur moyenne de **361,07mm**, qui nous parait la plus probable pour rendre compte d'une part de la pluviométrie de la zone d'étude.

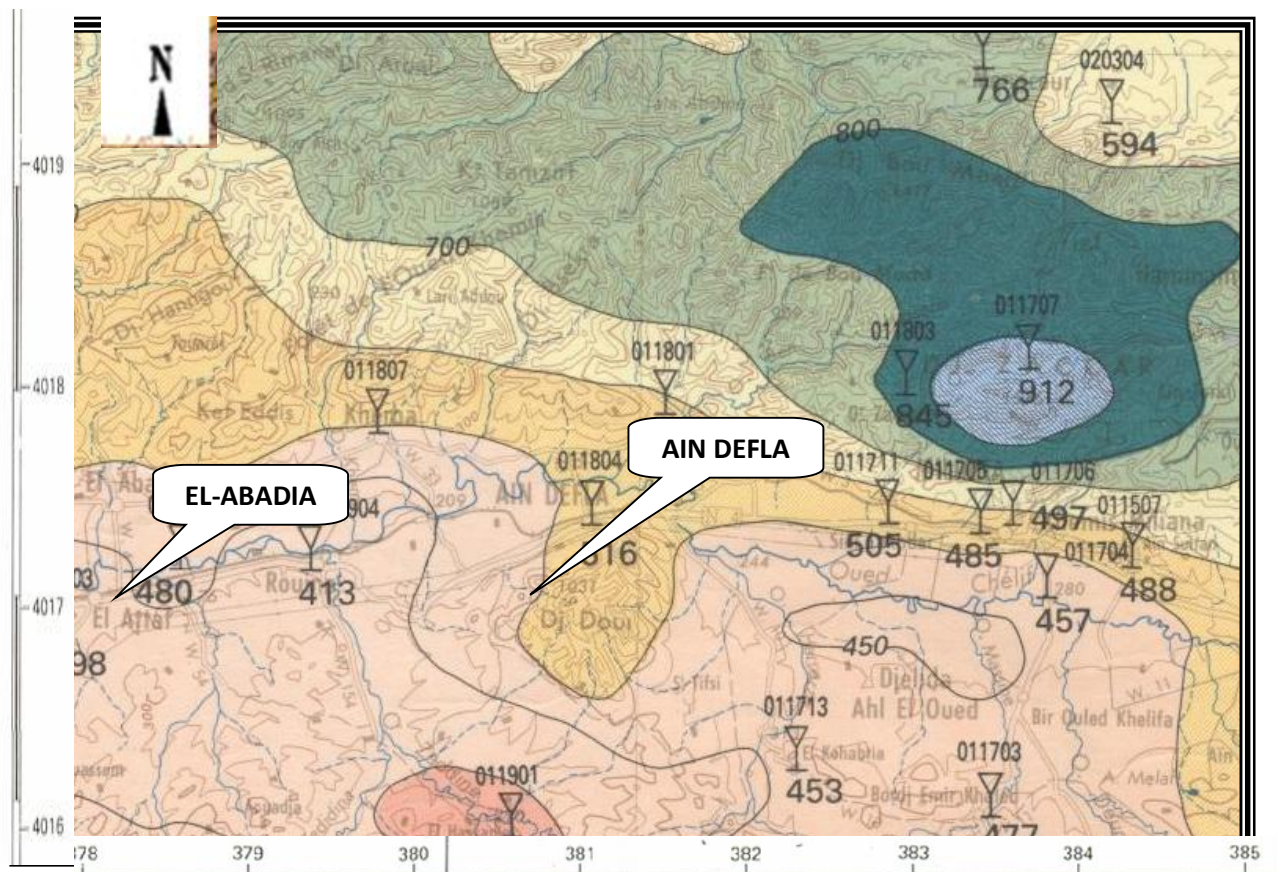


Figure II.04 Extrait de carte pluviométrique de l'ANRH (1993)

B) Température

La région d'El-Abadia est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid.

Tableau III.02 Répartition mensuelle des températures

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Ma	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Anu
T (°C)	11,2	11,8	13,9	15,5	19,2	23,5	26,8	27,4	23,9	20,1	15	11,9	18,4

Source O.N.M

La répartition mensuelle des températures est présentée dans la figure ci-dessous : Notons que la température maximale est enregistrée au mois d'Août (27,4°) et la température minimale au mois de janvier (11,2°). La température annuelle moyenne est de 18,4°.

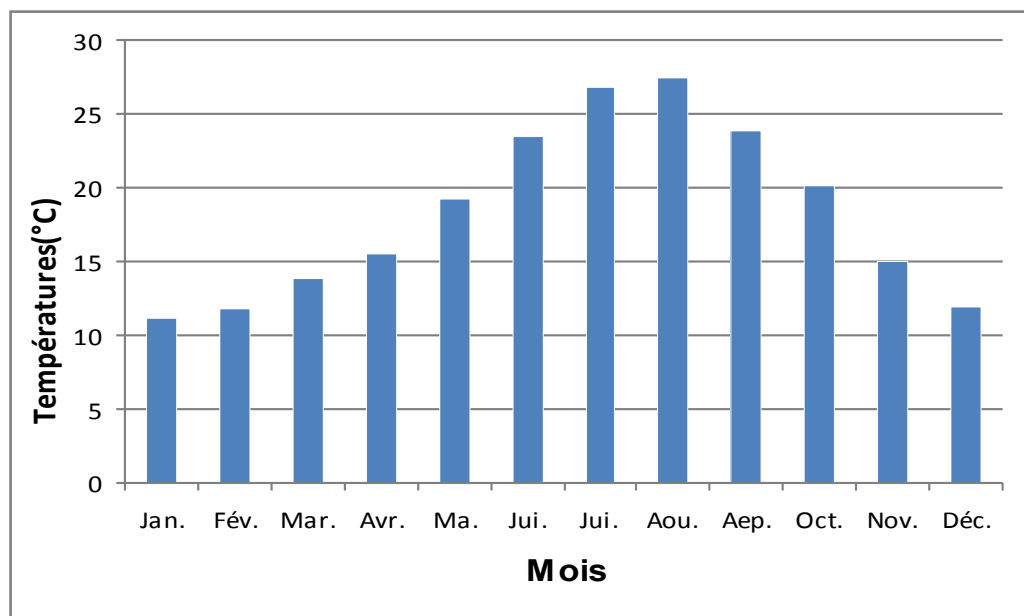


Figure II.07 Répartition mensuelle des températures

C) Le Vent

Les vents dominants sont de (NE 22% N 12% NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,7 m/s et les maximales à 3,5 m/s).

Tableau II.03 Vitesses moyennes mensuelles du vent.

Mois	Sep	Oct	Nou	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
V _{moy} (m/s)	2,8	3,2	3,5	3,5	3,1	3,2	3,1	3,0	2,9	2,7	2,9	2,9	3.07

Source : ONM

L'analyse de ce tableau II.03 montre une variation relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent faibles durant les mois de Juin ; Juill et Aout et Septembre, et plus forte pendant la période des autre mois.

D) Evaporation

L'évaporation intervient dans le moment où les précipitations atteignant la surface du sol. C'est un facteur essentiel pour établir le bilan hydro-climatique d'un bassin versant.

Tableau III.04 Répartition mensuelle de l'évaporation.

MOIS	Jan.	Fév.	Mar	Avr.	Mai.	Jui.	Jui.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov	Déc.
Eva. (mm)	29.9 2	32.3 1	41.9 1	51.1 9	75.4 8	108.7 0	138.8 7	143.9 4	112.2 5	83.0 4	50.0 1	35.5 3

Source O.N.M

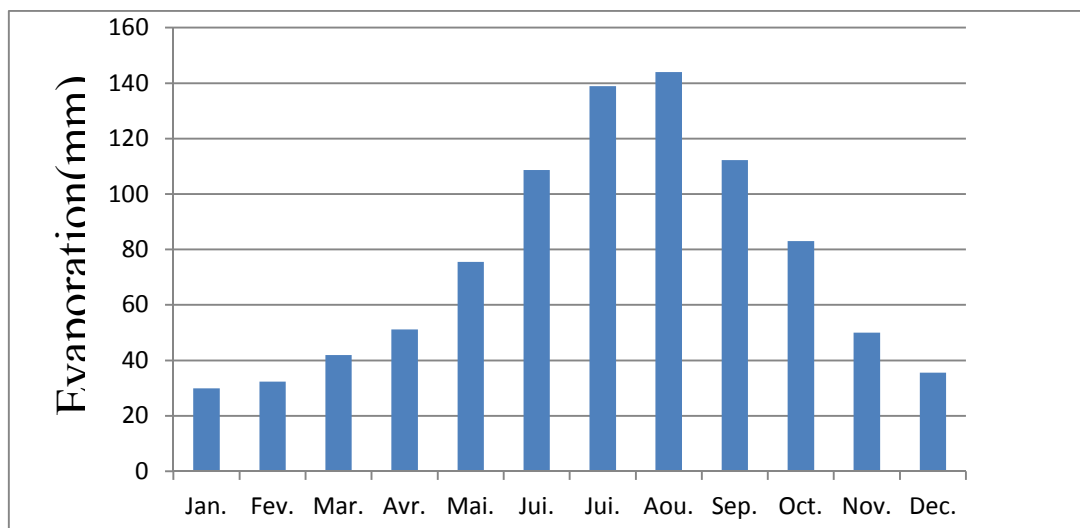


Figure II.08 Répartition mensuelle de l'évaporation.

II.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation de la commune d'El-Abadia sa topographie, ainsi que son climat. Cette étape constitue une phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier la fiabilité pour une prise de décision correcte.

Une présentation fiable de la zone d'étude s'avère d'une grande importance ; vue le taux d'information qu'elle nous fournit, ce que nous permet d'évaluer les risques et d'estimer les catastrophe qui peuvent être engendré par un phénomène naturel comme les crues.



III.1 INTRODUCTION

Des études hydrologiques l'estimation des débits des eaux pluviales- plus ou moins poussées sont indispensables pour le dimensionnement du réseau ou d'une canalisation et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps. Celui-ci est lié à la probabilité de l'apparition de l'évènement « pluie max journalière », soit donc la période de retour.

L'objectif de l'évaluation des crues dans cette étude, s'agit de la protection de la ville d'El-Abadia Wilaya d'AIN DEFLA contre les risques des inondations entraînant la perte de vies humaines et dégâts matériels.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes hydrologiques dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées et même les rives des oueds.

Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est le produit de la concomitance de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

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

III.2 LE BASSIN VERSANT

III.2.1 Définition

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

III.2.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Les Caractéristiques physico-géographique (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) de bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte de AIN-DEFLA à échelle 1/50 000

III.2.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant

La commune d'El-Abadia se situe à 30 km environ dans la côte Nord-Ouest de la wilaya d'Ain Defla son chef-lieu de wilaya

III.2.2.2 Localisation du bassin versant

Dans cette phase d'étude l'examine des paramètres hydrologiques, les caractéristiques géomorphologiques, les données locales du bassin versant seront réalisés sommairement afin de définir un ordre de grandeur des apports liquides, solides et ceux de crues appartient au bassin.

Le bassin versant d'el -ABBADIA est délimité à partir de la carte topographique 1/50 000 fait partir du grand bassin versant de *CHELIF* code (01), est a sous bassin versant (0120).

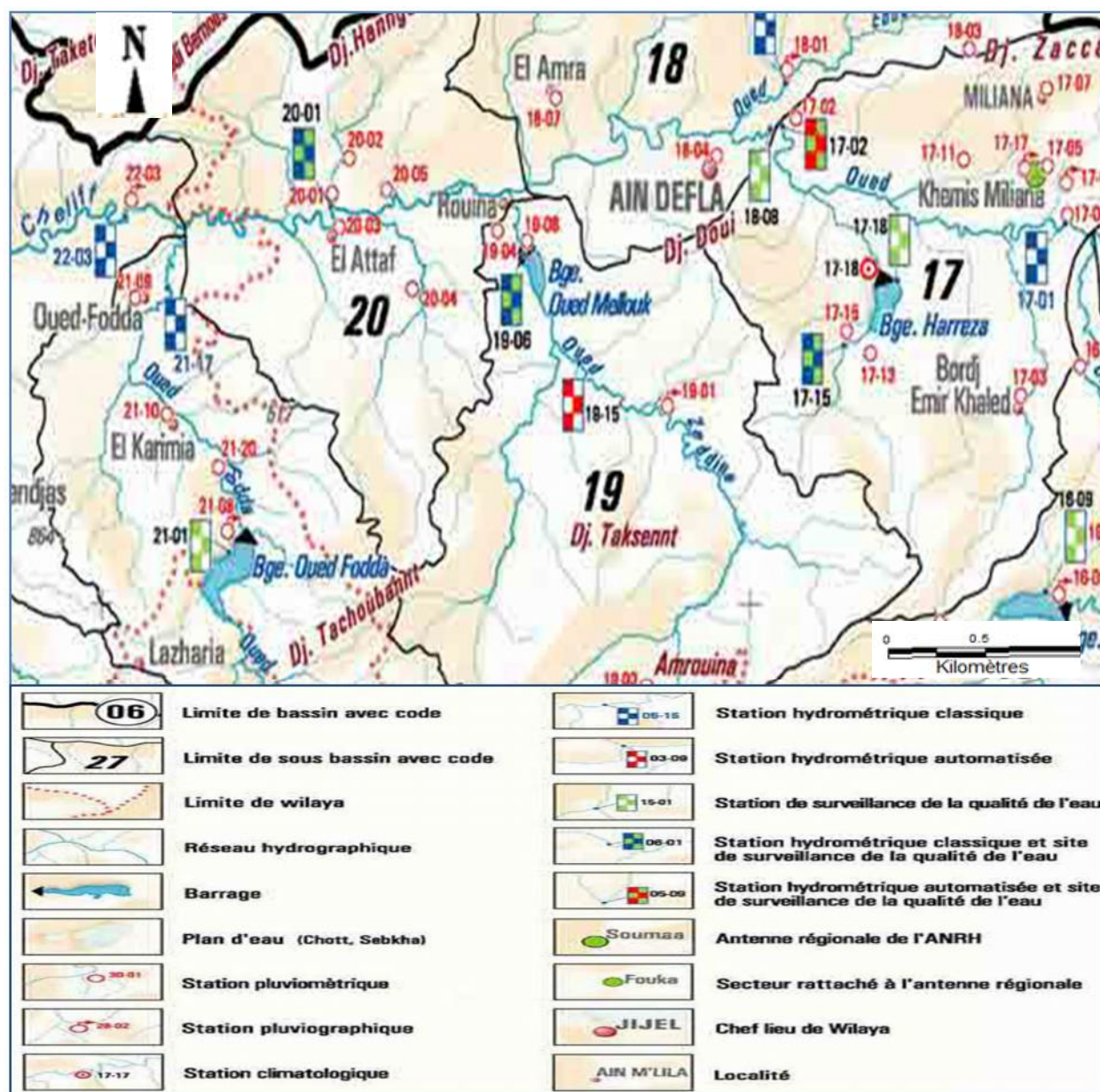


Figure III.1 Extrait de carte hydro-climatologique (DRE.A in Defla)

III.2.2.3 Les caractéristiques physique du bassin versant

A) Les caractéristiques géométriques

1. La surface

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

La surface du bassin versant peut être mesurée par superposition d'une grille dessinée sur papier transparent, par l'utilisation d'un planimètre ou, mieux, par des techniques de digitalisation comme notre bassin est déterminée par logiciel *MapInfo professionnelle* (version 8.0 Française) sur une carte topographique échelle 1/50 000.

2. Le périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

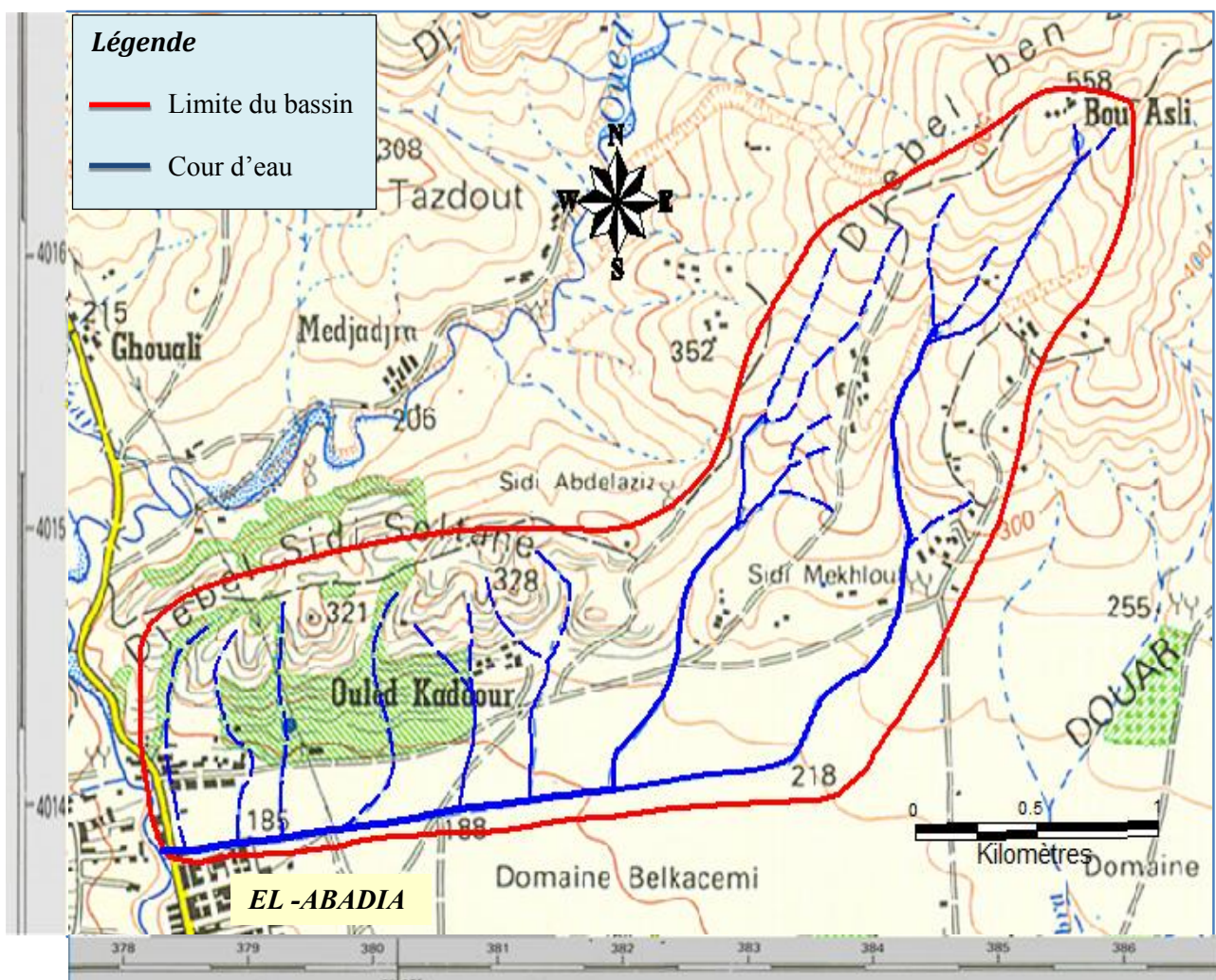


Figure III.2 : Bassin versant d'El-Abadia

B) Caractéristiques hydro-morphologique

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'*hydrogramme* à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de *temps de concentration*.

1. Indice de compacité de Gravelius K_c (1914)

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de *Gravelius* (1914) K_c , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface (André Musy, 2005).

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} \Rightarrow K_c = \frac{\sqrt{\pi}}{2\pi} \times \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (III.1)$$

Avec : K_c : Indice de compacité de Gravelius ;

P : le périmètre du BV (km) ;

S : la surface du BV (km²) ;

P_c : le périmètre du cercle (km).

2. Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés de rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés (André Musy, 2005).

Le périmètre et la surface de rectangle équivalent sont respectivement :

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

$$L, l = K_c \times \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (III.3)$$

La longueur du rectangle:

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

(III.4)

$$\text{La largeur du rectangle: } l = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (III.5)$$

Avec : K_c : l'indice de compacité ;
 S : la superficie du BV (km^2) ;
 P : le périmètre du BV (km).

Les résultats des paramètres morpho-métrique de B.V sont dans le tableau suivant

Tableau III.01 caractéristique morpho-métrique du bassin versant

B.V	Surface(Km^2)	Périmètre(Km)	K_c	L(km)	l (km)
Valeur	5,043	11 ,39	1,42	4,55	1,11

Selon la valeur de $K_c=1,42$ on pourra dire que notre bassin est de forme allongée.

C) Les reliefs

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement (André Musy, 2005). Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

a) La courbe hypsométrique

Courbe exprimant la fraction de la superficie d'un bassin situé au-dessus d'une altitude donnée. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. (André Musy, 2005).

Tableaux III.02 Distribution de la superficie du B.V en fonction de l'altitude :

Altitude(m)	Altitude moy (m)	$S_i(\text{km}^2)$	$\Sigma S_i(\text{km}^2)$	$\Sigma S_i(\%)$	$h_i \cdot s_i$ (m.km ²)
560 à 500	530	0.178	0.178	3,53	94,34
500 à 400	450	0.513	0.691	13,70	230,85
400 à 300	350	0.841	1.532	30,38	294,35
300 à 200	250	2.9	4.432	87,90	725,00
200 à 180	190	0.61	5.042	100,00	115,90
$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$				Total =	1460,44
				H_{moy} =	289,65(m)

La répartition et la courbe hypsométrique du bassin versant est représenté dans la figure suivant :

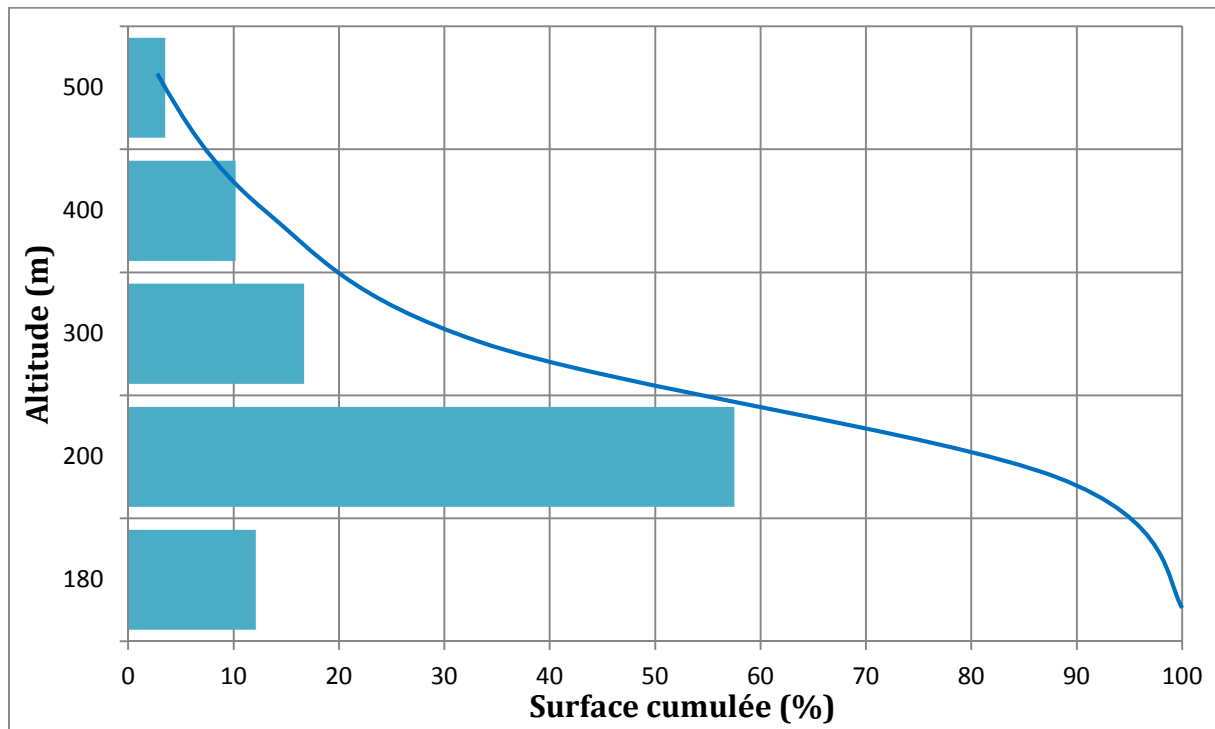


Figure.III.3 Courbe hypsométrique

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.(André Musy, 2005).

b) Les altitudes caractéristiques

1. Les altitudes maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente (André Musy, 2005).

2. L'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S}. \quad (III.6)$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m];
 S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²];
 H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m];
 S : superficie totale du bassin versant [km²].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

3. L'altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière. (André Musy, 2005).

c) Les indices

1) Pente moyenne des bassins versants (I_m) ; *Carlier et Leclerc (1964)*

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse. (André Musy, 2005).

L'indice de pente moyenne est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{S}} \quad (III.7)$$

Avec :

$H_{\max}$: altitude maximale(m) ;
 $H_{\min}$: altitudes minimale(m) ;
 S : superficie totale du bassin versant [km²].

AN: $I_m = 169,22 \text{ m/km} \Rightarrow I_m = 16,9\%$

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

2) Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S_1 , S_2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2 . (Touaïbia, 2004).

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.8})$$

Avec : D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m) ;

L : longueur du rectangle équivalent (Km) ;

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont respectivement Les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

$$\underline{AN} : I_g = 63.73 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 6.37\%$$

-Classes du relief

La valeur de I_g peut être utilisée directement comme paramètre de certaines abaques. Ou bien on en déduit des classes du relief (Bonnard et Gardel, 1996) tableau III.3

Tableau III.03: Classe de relief selon (Bonnard et Gardel, 1996)

Classe de relief	I_g (m/km)	
R2	$2 < I_g < 5$	les bassins de plaine
R3	$5 < I_g < 10$	des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation de terrain.
R4	$10 < I_g < 20$	Ondulation de terrain
R5	$20 < I_g < 50$	Régions de collines
R6	$I_g > 50$	Région de montagnes

partir du tableau III.3 et la valeur de I_g ($I_g = 63.73 \text{ m/km}$) de notre bassin versant, on peut dire que notre bassin est de classe Régions de montagnes ($I_g > 50$).

3) Indice de pente de Roche I_p (Roche (1963)

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} .

L'indice de pente de Roche Ip est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1.

Tableau III.04 Détermination de l'indice de pente de Roche Ip de bassin versant

H(i) - H(i+1)	skm2	sur(%)	si*h	Ip(%)
60	0,178	3,53	211,82	8,38
100	0,513	10,17	1017,45	
100	0,841	16,68	1667,99	
100	2,9	57,52	5751,69	
20	0,61	12,10	241,97	

4) Dénivelée spécifique Ds

La dénivelée spécifique est obtenue par la formule suivante (ORASTOM) :

$$D_s = D \sqrt{\frac{l_r}{L_r}} \quad (\text{III.10})$$

Aves :

D : Dénivelée (D= H_{5%} - H_{95%});

L_r : longueur de rectangle équivalent;

l_r : largeur de rectangle équivalent.

AN Ds=142,56 m

D) Caractéristiques du réseau hydrographique

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

Le réseau hydrographique peut se caractériser par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long. (LALMAS,1993).

1) Hiérarchisation du réseau (Ordre d'un bassin versant)

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro en fonction de son importance. Il existe plusieurs méthodes de classification d'un réseau

hydrographique ; les plus utilisées aujourd'hui sont celles de STRAHLER, de HORTON et de GRAVELIUS. (LLAMAS ,1993).

Nous adopterons pour notre travail celle de Strahler :

- tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1,
 - au confluent de deux cours d'eau de même ordre n , le cours d'eau résultant est d'ordre $n + 1$,
 - un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre, ce qui se résume par :
- $$n + n = n + 1 \quad \text{et} \quad n + m = \max(n, m) \quad (III.11)$$

Le réseau hydrographique et sa hiérarchisation est représenté dans la figure (III.4).

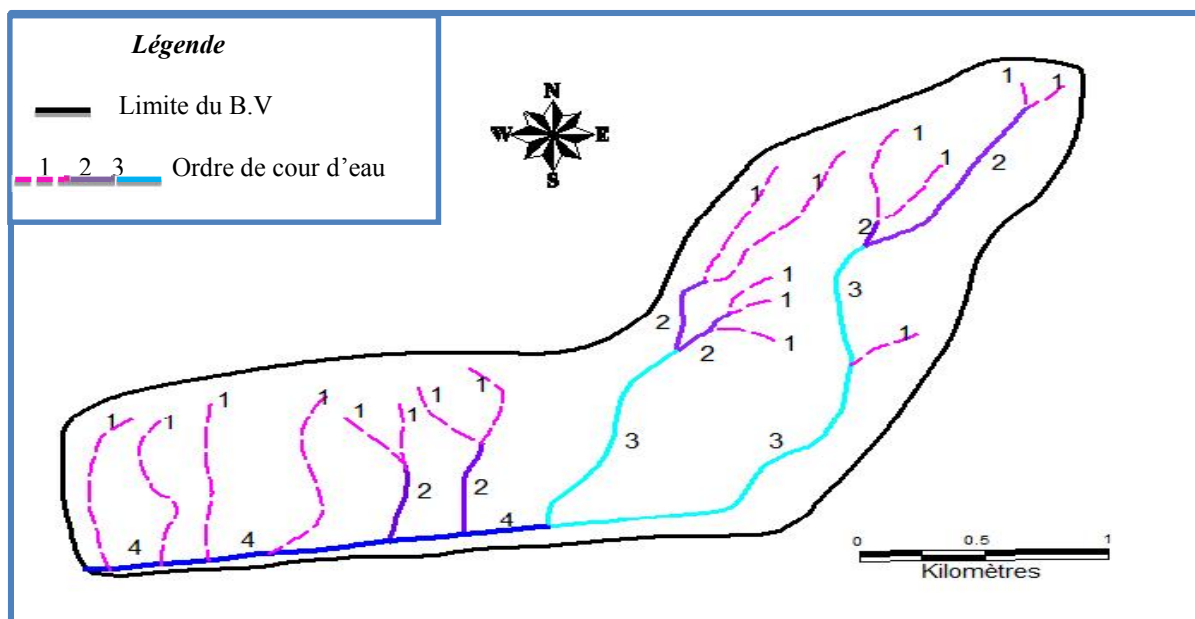


Figure III.4: Classification du Réseau hydrographique par Strahler

2) Densité de drainage D_d

Longueur totale des segments de cours d'eau de tous ordres d'un bassin hydrographique, divisée par la superficie du bassin.

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (III.12)$$

Avec

D_d : densité de drainage [km/km^2] ;

L_i : longueur de cours d'eau [km] ;

S : surface du bassin versant [km^2].

3) Densité de thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad (\text{III.13})$$

Avec :

N_1 : Nombre de thalweg d'ordre 1, $N_1=18$;

S : superficie du bassin versant.

$$AN : F_1 = 3,57 \text{ thalweg} / \text{km}^2$$

4) Coefficient de torrentialité C_t

Le coefficient de torrentialité est le produit de la densité des thalwegs élémentaires par la densité de drainage. Il met en évidence le caractère torrentiel du chevelu hydrographique et s'exprime par la relation suivante:

$$C_t = F_1 \cdot D_d \quad (\text{III.14})$$

Avec:

C_t : coefficient de torrentialité;

F_1 : densité des thalwegs élémentaires ;

$$AN: C_t = 0,13\%$$

Le coefficient de torrentialité est très fort. Cela démontre le régime de torrentialité de l'écoulement qui caractérise le bassin versant.

5) Pente moyenne du cours d'eau principale I_c

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. Il est donné par la formule III.15.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (m / km) \quad (\text{III.15})$$

Avec ;

I_c : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/km) ;

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) ;

ΔL : Distance entre ces deux points (km).

$$AN: I_c = 66,94 \text{ m/km} \Rightarrow I_c = 6,7\%$$

6) Le temps de concentration t_c

Temps que met le ruissellement d'une averse pour parvenir à l'exutoire depuis le point du bassin pour lequel la durée de parcours est la plus longue.

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Théoriquement on estime que t_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

a- Formule de S.C.S (Soil Conservation Service, USA)

$$T_c = \left[\frac{0,87 L_p^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right]^{0,385} \quad (\text{III.16})$$

Où :

L_p : longueur du cours d'eau principal en(Km);

$H_{\max}$: Altitude maximale du bassin versant en (m);

$H_{\min}$: Altitude minimale du bassin versant en (m).

b. Formule de KIRPICH (1940)

$$T_c = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot I^{-0,385} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

T_c : temp de concentration(min) ;

L: Longueur du cours d'eau principal en (m)=5620 m ;

I: pente moyenne de cours d'eau principal en (m/m) ;

Tableau III.05 Résultats de calcul du temps de concentrations

FORMULES	Tc (h)
S.C.S	0,71
KIPRICH	0,72

On remarque que les résultats obtenus par la méthode de S.C.S et celle de *KIRPICH* sont similaires, pour cela on prend le temps obtenue par celle de C.S.C car elle nous donne le temps de concentration le plus faible, pour avoir la vitesse d'écoulement la plus élevée (alors le cas d'écoulement le plus défavorable).

4. Vitesse de ruissellement

Elle est donnée par la formule de "SOKOLOVSKY" (B.Touaibia, 2004)

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (III.18)$$

Les caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant d'EL-ABADIA sont récapitulées dans le tableau suivant

Tableau III.06 Caractéristiques hydro-morpho-métriques du notre bassin versant

CARACTERISTIQUES		SYMBOLE	UNITE	VALEURS
Superficie		A ou S	Km ²	5,043
Périmètre		P	km	11,39
Longueur du thalweg principal		L _{cp}	km	5,62
Indice de compacité		K _C	-	1,42
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	4,55
	largeur	l _r	Km	1,11
Altitudes	maximale	H _{max}	m	560
	moyenne	H _{moy}	m	289,65
	médiane	H _{med}	m	260
	Minimale	H _{min}	m	180
	Altitude 5%	H _{5%}	m	480
	Altitude 95%	H _{95%}	m	190
Indice de pente de Roche		I _p	-	8,38
Indice de pente globale		I _g	m/Km	63,72
Indice de pente moyenne		I _{moy}	m/Km	169,22
Densité de drainage		D _d	Km/km ²	3,47
Coefficient de torrentialité		C _t	%	0,13
Temps de concentration		T _c	heure	0,71
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7,91
Dénivelée spécifique		D _s	m	142,56
Pente moyenne cours d'eau principale		I _c	m/Km	56,94

III.3 ANALYSE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

III.3.1 Présentation de la station pluviométrique et pluie moyenne annuelle

Avant d'évaluer les précipitations sur les bassins versant nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique. L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de station pluviométrique d'*EL-ABADIA* code (012001) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Tableau III.07: Station pluviométrique d'*EL-ABADIA* code (012001)

Station	X, (km)	Y, (km)	Altitude (Z), m	Années D'observations	N
<i>EL-ABADIA</i>	407,85	327,3	162	1973 - 2012	40 ans

Source : ANRH Blida

III.3.2 Analyse statistique des pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage ou l'agglomération.

Il existe plusieurs lois d'ajustement capables d'illustrer notre série en question, mais on retient la loi de GALTON (ou loi Log normale), et la loi de GUMBEL (ou loi normale).

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Et pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- ✓ Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

III.3.2.1 Paramètres statistiques de l'échantillon

Les résultats des paramètres statistiques dans le tableau suivant :

Tableau III.08 Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	40
Minimum	17,5
Maximum	92
Moyenne	33,93
Ecart type	12,7
Médiane	31,8
Coeff de variation [Cv]	0,375
Coeff d'asymétrie [Cs]	2,57
Coeff d'aplatissement [CK]	11,3

III.3.2.2 Analyse statistique des pluies maximales journalières

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (R. BOURIER, 1997).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectuer à l'aide de logiciel "**Hyfran**". Avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les deux lois d'ajustements cités et de retenir celle qui est la plus adéquate, les lois d'ajustement sont :

- La loi de GALTON (ou loi Log normale) ;
- La loi de Gumbel (ou loi normale);

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Et pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- ✓ Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

A) Ajustement à la loi de Galton (log-normale)

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \quad \text{et} \quad T = \frac{1}{1 - q} \quad (\text{III.19}).(\text{III.20})$$

m : numéro d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon

Paramètres d'ajustement à la loi log normale :

$$X_{P\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{P\%} \quad (\text{III.21})$$

Avec

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne ;

δ : Ecart -type ;

$U_{P\%}$: variable réduite de gauss.

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau III.09. Résultats d'ajustement à la loi de Galton

Période de retour T(ans)	Probabilité (q)	P _{jmax}	Ecart type (δ)	Intervalle de confiance (95%)
100	0.9900	66,7	6,42	54,1 – 79,3
50	0.9800	61,3	5,39	50,7 – 71,8
20	0.9500	53,9	4,12	45,8 – 62,0
10	0.9000	48,1	3,23	41,8 – 54,4

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier log-normal comme le montre la figure suivante :

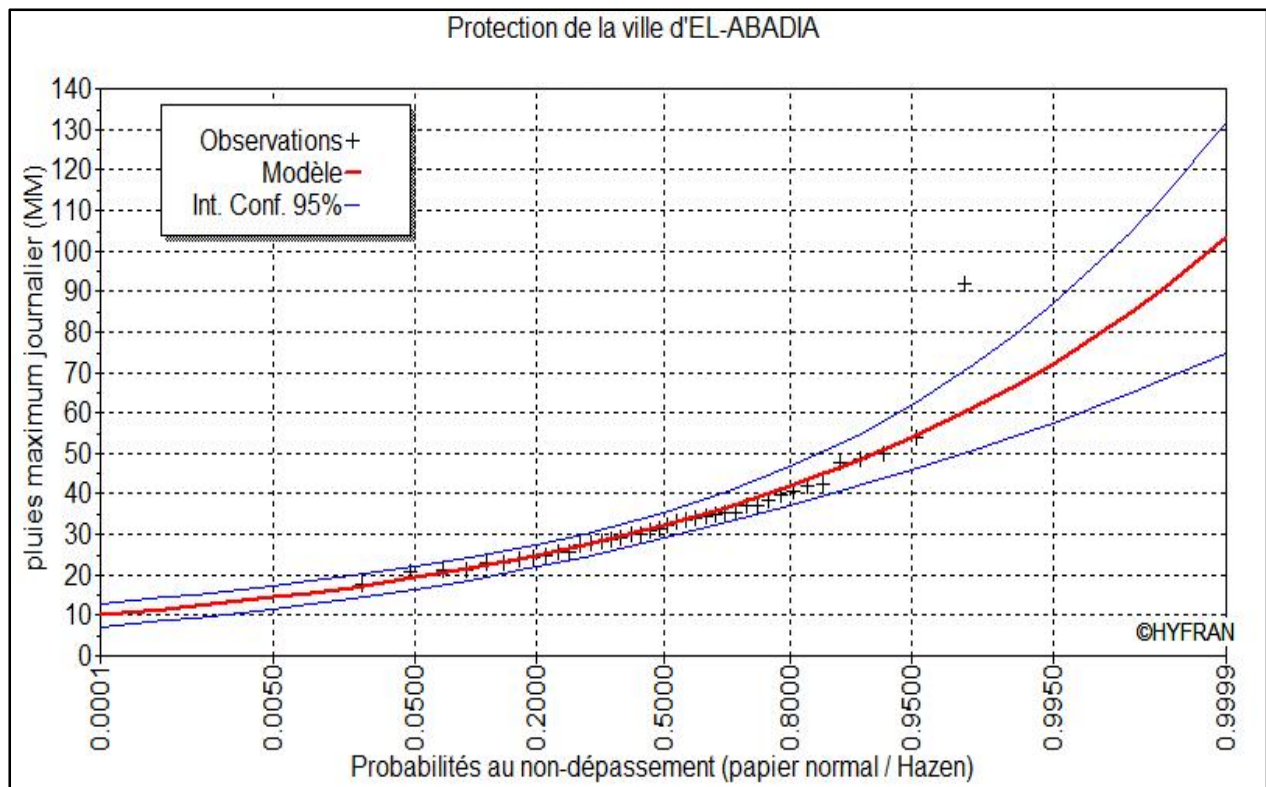


Figure III.5.représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

B) Ajustement la loi de Gumbel (loi normale)

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{maxj} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \quad (III.22)$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \quad \text{avec:} \quad F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \quad (III.23)$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrées ;

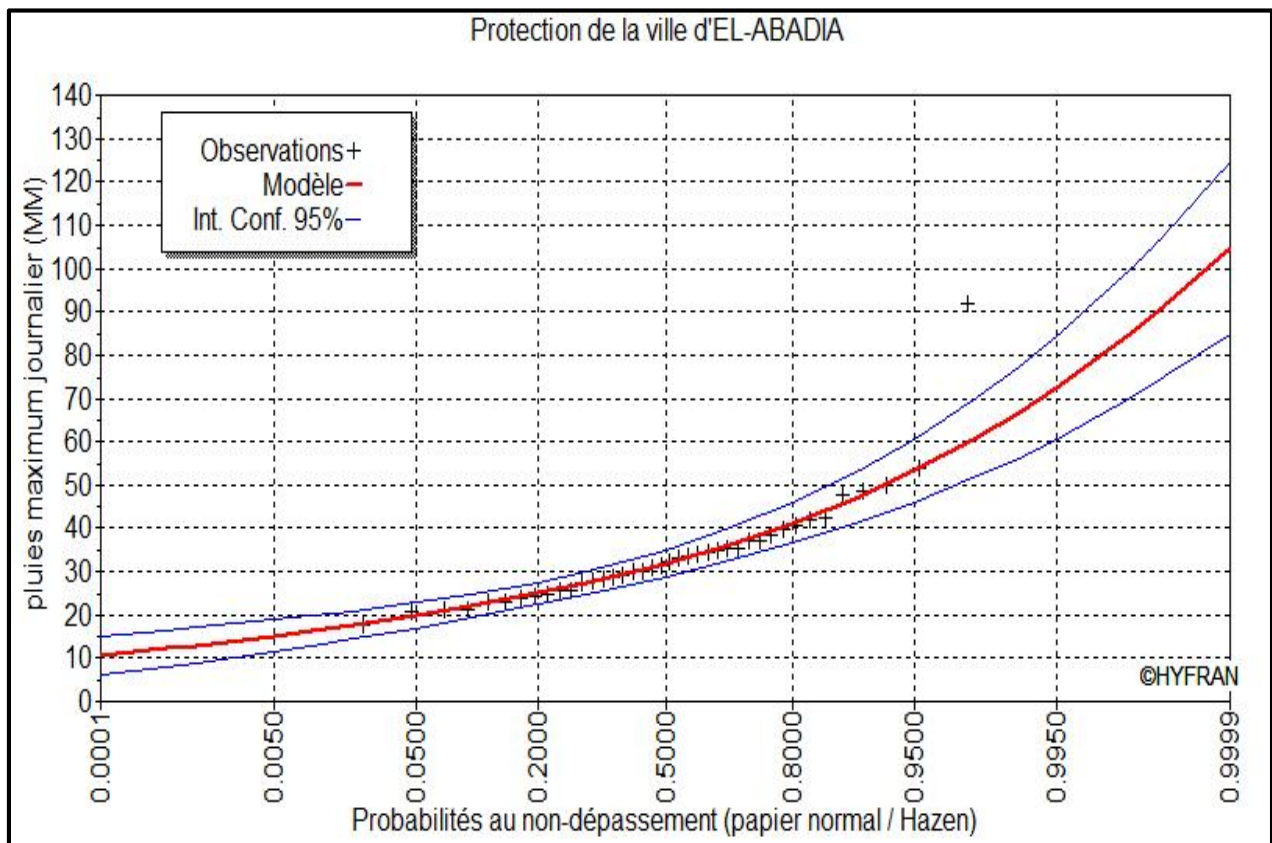
La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la (Figure.III.8)

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau III.10.Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour T(ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type (δ)	Intervalle de confiance (95%)
100	0,999	85,7	7,67	70,7 - 101
50	0,995	72,5	6,04	60,6 – 84,3
20	0,990	66,7	5,,33	56,3 – 77,2
10	0,980	61,0	4,64	51,9 – 70,1

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme montre la figure suivant :

**Figure III.6.**Représentation graphique de l'ajustement à la loi Normale (GUMBEL)

Après l'utilisation des deux lois Gumbel et Galton, on constate que la droite d'ajustement est ajustée par rapport aux nuages des points expérimentaux dans le cas de la loi Gumbel donc, on prend les résultats de cette loi.

III.3.2.3 Pluies de courte durée

Pour déterminer les précipitations tombées pendant les averses de différentes durées (t), et pour une fréquence donnée, la formule de Montanari est utilisé dont la formulation est : (Touiabia, 2004)

$$P_{t,p\%} = P_{\max j,p\%} \times \left[\frac{t}{24} \right]^b \quad (\text{III.24})$$

Avec :

$P_{\max j,p\%}$ Pluie maximale journalière de probabilité donnée ;

$P_{t,p\%}$ Pluie de courte durée de probabilité donnée ;

b : exposant climatique déterminé par la méthode de K.Body .

L'exposant climatique b pour la station d'EL-ABADIA est égal à **0,36** (A.N.R.H Blida).

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max}}{24} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{1-b} \quad (\text{III.25})$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.11 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période retour	100	50	20	10	5
Fréquence	1	2	5	10	20
$P_{\max j,p(\%)}$	85,7	72,5	66,7	61	53,3

Dans le calcul de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, une averse type de probabilité déterminée et de durée égale au temps de concentration. En effet , il n'est plus à demander que le débit maximum d'un cour d'eau lors d'une épisode pluviale est celle gérée par une averse tombée pendant une durée déterminé appelée temps de caractéristique en temps de concentration. La répartition statistique des précipitations temporelles est donnée par la relation :

$$(I_t = \frac{P_t}{T_c}) \quad (\text{III.26})$$

Tableau III.12 Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences

Fréquence (%)		1	2	5	10
Pjmax (mm)		85,7	72,5	66,7	61
Pt	t=Tc=0,71h	23,30	19,71	18,13	16,58
I (mm/h)	t=Tc= 0,71h	32,35	27,37	25,18	23,03

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T

période de retour	100		50		20	
$P_{\max,p}(\%)$	85.7		72.5		66.7	
Durée t (en heures)	$P t, p\%$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P t, p\%$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P t, p\%$ (mm)	I_0 (mm/h)
1	26,44	26,44	22,37	22,37	20,58	20,58
2	34,17	17,09	28,91	14,45	26,60	13,30
3	39,70	13,23	33,59	11,20	30,90	10,30
4	44,16	11,04	37,36	9,34	34,37	8,59
5	47,96	9,59	40,58	8,12	37,33	7,47
6	51,31	8,55	43,41	7,23	39,94	6,66
7	54,32	7,76	45,96	6,57	42,28	6,04
8	57,08	7,13	48,28	6,04	44,42	5,55
9	59,62	6,62	50,43	5,60	46,40	5,16
10	61,99	6,20	52,44	5,24	48,24	4,82
11	64,21	5,84	54,32	4,94	49,98	4,54
12	66,31	5,53	56,10	4,67	51,61	4,30
13	68,31	5,25	57,79	4,45	53,16	4,09
14	70,21	5,01	59,39	4,24	54,64	3,90
15	72,02	4,80	60,93	4,06	56,05	3,74
16	7376	4,61	62,40	3,90	57,41	3,59
17	75,43	4,44	63,82	3,75	58,71	345
18	77,05	4,28	65,18	3,62	59,97	3,33
19	78,60	4,14	66,50	3,50	61,18	3,22
20	80,11	4,01	67,77	3,39	62,35	3,12
21	81,57	3,88	69,01	3,29	63,48	3,02
22	82,98	3,77	70,20	3,19	64,59	2,94
23	84,36	3,67	71,37	3,10	65,66	2,85
24	85,70	3,57	72,50	3,02	66,70	2,78

P : Pluies de courte durée (mm) I_0 : Intensité maximale (mm/h)

III.4 APPORT SOLIDE EN SUSPENSION

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide

a) Formule de TIXERONT(1960)

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$T_a = \alpha \cdot L_e^{0,15} \quad (\text{III. 27})$$

Où : T_a : Taux d'abrasion ($t/km^2/an$) ;

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm) ;

α : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain ($\alpha=350$).

Tableau III.14.Déférentes valeurs de « α »

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

AN : $T_a = 620,76 T/km^2/an$

Le volume des sédiments est donné par la relation suivante :

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} \cdot T \quad (III.28)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma=1,35 T/m^3$.

AN : $V_s=46378m^3$

b) Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \quad (III.29)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en ($t/Km^2 /an$);

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux ;

PA : Pluie moyenne annuelle;(30,1=mm).

$h = (H_{max} - H_{min})$ [m];

S : Surface du bassin versant.

AN : $h = 380m$ D'où : **$T_a = 0,48 t/Km^2/an$**

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s=1,35 T/m^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot T}{\gamma_s} \cdot S \quad (\text{III.30})$$

AN : $V_s = 35,86 \text{ m}^3$

Puisque Formule de TIXERONT c'est la formule la plus utilisée en Algérie on prenant le volume des sédiments est égale 46378 m^3 .

III.5 ETUDE DE CRUES

Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique particulièrement en Algérie où les Oueds, à cause de la grande irrégularité, passant de débits nuls à des débits de crues exceptionnels.

On a utilisées deux approches pour calcul le débit de crue :

- ✓ la 1^{er} on a combiné entre deux méthode La méthode SCS-CN pour le calcul de la pluie nette (fonction de production) avec la méthode de l'hydrogramme synthétique pour la construction de l'hydrogramme de crue.
- ✓ Et la deuxième Méthode de HEC-HMS 'Modèle pluie-débit'.

III.5.1 La fonction de production de SCS-CN

C'est une fonction de perte due au ruissellement dérivée de la méthode du SCS-CN (*Soil Conservation Service Curve-Number*) (SCS, 1972 ; NRCS, 1986; McCuen, 2004), et ne nécessitant pas de calage (comparaison des volumes produits par le modèle avec les volumes ruisselés mesurés à l'exutoire), La fiabilité est avérée et les performances reconnues, il a été utilisé pour modéliser la production du ruissellement et d'autres applications dans de nombreux pays, Yemen ; Inde ; France ; Soudan ; Grande-Bretagne ; États-Unis...etc.

III.5.1.a L'équation de ruissellement

L'hypothèse principale de cette méthode est que le rapport de la perte cumulée instantanée F , à la perte maximale potentielle S , est égale au rapport du ruissellement Q à la pluie P moins la perte initiale, La relation se met donc sous la forme mathématique suivante :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} = \frac{P - I_a - Q}{S} \quad (\text{III.31})$$

L'équation principale du modèle SCS pour estimer le ruissellement est donnée par

(SCS, 1972 ; NRCS,1986; Musy et al,1998 ; Radojevic,2002 ; Gaume, 2002 McCuen, 2004)

$$Q = \frac{(P-I_a)^2}{(P-I_a)-S} \quad (III.30)$$

Avec :

-Q : Ruissellement cumulé ou pluie nette (en millimètres).

-P : Précipitation cumulée ou pluie brute (en millimètres).

- I_a : Perte initiale (en millimètres).

-S : Perte maximale potentielle (en millimètres).

I_a Représente les pertes avant le début du ruissellement. Elles incluent, la rétention par les dépressions du sol, l'interception par la végétation, l'évaporation et l'infiltration. La valeur de I_a est très variable, mais est généralement reliée avec le type de sol et le type de revêtement du sol. A la suite de nombreuses études expérimentales, le SCS a proposé la relation empirique suivante:

$$I_a = 0,2 S \quad (III.33)$$

La rétention maximale potentielle S (mm) est reliée aux conditions de couverture du sol, ces dernières étant représentées par la CN. La relation entre S et CN est donnée en système métrique

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (III.34)$$

III.5.1.b Valeurs de CN

Aussi, les CN prennent leurs valeurs en fonction des conditions d'humidité antécédente du sol de son couvert végétal (perméable) ou de son revêtement (imperméable),

La nature du sol s'exprime en fonction d'un classement en quatre groupes hydrologiques d'après son aptitude à l'infiltration:

- Sol de type A : infiltration élevée, sols profonds composés de sables ou de graviers ;
- Sol de type B : infiltration moyenne, sols moins profonds moyennement chargés en loess et argiles ;
- Sol de type C : infiltration faible, sols peu profonds moyennement argileux ;
- Sol de type D : infiltration très faible, sol argileux ou très argileux.

Remarque

Selon les Conditions d'humidité Antécédentes (CHA) du sol, le bassin réagira différemment à la même pluie. Ce paramètre est directement introduit dans la CN. Le SCS a défini la CHA en trois catégories : CNI, CNII, CNIII:

- Condition I : Sol sec, mais n'ayant pas dépassé l'humidité au point de flétrissement.
- Condition II : Sol moyennement humide.

-Condition III : Sol saturé, ayant subi de fortes pluies ou des pluies faibles couplées à des températures basses au cours des 5 derniers jours. On a aussi dans le Tableau III.15 les quatre classes de conditions du sol selon la hauteur de la lame tombée durant les 5 derniers jours

Tableau III.15 Conditions antécédentes d'humidité

Humidité du sol	Pluie tombée pendant les 5 derniers jours	Code
Relativement sec	0 à 12,7 mm	AMCI
Relativement humide	12,7 à 28 mm	AMCII
Saturé	> 28 mm	AMCIII

Les valeurs de CN fournies dans les tables en milieu rural sont valables pour les conditions AMCII. Pour les extrapoler aux conditions I et II on utilise les relations suivantes :

$$CN_I = \frac{4.2CN_{II}}{10 - 0.058CN_{II}} \quad (III.35)$$

$$CN_{III} = \frac{23CN_{II}}{10 + 0.13CN_{II}} \quad (III.36)$$

Après la détermination de la valeur de CN, on peut calculer la rétention potentielle maximale S et par suite la pluie nette de l'averse F.

NB : On considère que le sol pour notre bassins versant est relativement humide (condition AMCII), comme on a un manque de donnée sur la couverture du sol, on prend une valeur de $CN_{II}=88$ pour l'ensemble de bassin versant.

La relation originelle (éq. III.31) du SCS-CN permet d'estimer le ruissellement d'une manière globale, c'est-à-dire pour la valeur totale de la hauteur d'eau précipitée pendant l'averse. En effet, cette relation ne contient pas d'expression de temps. Et ne peut être appliquée sur une distribution temporelle de la pluie afin d'obtenir l'évolution du ruissellement (pluie nette) au cours du temps. Cependant, les relations de base (éq. III.39 et III.40) de cette méthode peuvent être manipulées pour obtenir une relation donnant la perte au ruissellement

$$F = \frac{S(P-I_a)}{(P-I_a)+S} \quad (III.37)$$

III.5.2 La méthode de l'hydrogramme synthétique (construction de l'hydrogramme de crue).

Cette méthode développée par Larrieu est basée sur la concentration des eaux du bassin versant et le trace des isochrones. Certaines hypothèses sont admises quant à son application :

- Répartition uniforme de l'averse génératrice de la crue sur le bassin versant ;
- Vitesse de transfert des eaux est constante de l'amont à l'aval ;
- Formule de Giandotti reste valable pour le calcul du temps de concentration (dans notre cas on utilise la formule S.C.S) ;
- Pluie efficace est calculée à partir d'une réduction des pertes.

La construction de l'hydrogramme de crue probable passe par la détermination du débit maximum correspondant.

III.5.2.1. Construction d'un réseau d'isochrones

L'isochrone est une ligne, un lieu géométrique de points tels que le temps de parcours d'une goutte d'eau depuis chacun de ces points jusqu'à l'embouchure est le même .

L'isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c'est-à-dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'exutoire après une averse supposée homogène. Le tracé du réseau consiste :

- Diviser le réseau d'écoulement en segments de longueur constante à partir de l'embouchure jusqu'à la partie amont des plus petits talwegs tributaires ;
- Après numérotation, chacun des points est caractérisé par 3 paramètres :
 1. La distance à l'embouchure ;
 2. L'élévation relative ;
 3. Le temps de parcours de l'eau ; c'est ce paramètre qui apparaît sur la carte topographique du bassin versant

Le temps de parcours de l'eau du point i , jusqu'à l'exutoire est :

$$t_i = \frac{d_i}{V_m} \quad (\text{III.38})$$

Avec :

d_i : distance mesurée suivant le trajet de l'eau ;

V_m : vitesse moyenne de l'eau pouvant être estimée par la formule suggérée par l'institut d'hydrologie bavarois (Tableau III.16).

$$V_m = 20 \sin_{\alpha}^{3/5} \quad \text{et} \quad \sin \alpha_i \cong \text{tg } \alpha_i = \frac{\Delta H_i}{d_i} \quad (\text{III.39}). (\text{III.40})$$

ΔH_i : Dénivelée entre le point et l'exutoire ;

α_i : angle de terrain (voir pente moyenne du bassin versant)

Tableau III.16 Vitesse calculée pour différentes valeurs de la pente (Pente % = 100 Tg α)

Pente %	0.1	0.5	1	5	10	15	20	30
V m/s	0.3111	0.838	1.265	3.292	4.999	6.401	7.62	9.601

- Tracer de façon aléatoire un certain nombre de points éparpillés sur le bassin et à partir de chacun, on dessine le parcours probable de l'eau (c'est-à-dire une ligne de pente maximale) jusqu'à la rencontre du cours d'eau ou de l'un des talwegs.

Une fois que tous les points sont identifiés par le temps de parcours, le tracé du réseau d'isochrones est déterminé par interpolation.

- Les isochrones sont tracées sur le bassin versant après avoir calculé la vitesse de transfert des eaux V_t , définie comme étant le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration des eaux. Elle est exprimée en général en Km/h.

NB : Le tracé du réseau d'isochrones pour le bassin versant est dans l'annexe N°01

III.5.2.2 Surfaces débitantes

Les surfaces débitantes A_i en (Km²) sont déterminées par planimétrie. Les surfaces débitantes pour notre bassin versant sont présentées dans le tableau III.17 :

Tableau. III.17 Les surfaces débitantes du bassin versant d'EL-ABADIA (Km²)

A (km ²) T (mn)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A _{max} débit
6	0,05	0,24	0,51	0,5	0,64	0,81	0,65	0,68	0,53	0,43	0,05
10		0,29	0,75	1,01	1,14	1,45	1,46	1,33	1,21	0,96	0,29
14			0,8	1,25	1,65	1,95	2,1	2,14	1,86	1,64	0,8
18				1,3	1,89	2,46	2,6	2,78	2,67	2,29	1,3
22					1,94	2,7	3,11	3,28	3,31	3,1	1,94
26						2,75	3,35	3,79	3,81	3,74	2,75
30							3,4	4,03	4,32	4,24	3,4
34								4,08	4,56	4,75	4,08
38									4,61	4,99	4,61
43.2										5,04	5,04

III.5.2.3 Calcul du débit maximum

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max} = \frac{S_{\max} \cdot I_{\text{eff}}}{3.6} \quad (\text{III.41})$$

Avec :

$S_{\max}$: Surface maximum débitante (Km^2) ;

I_{eff} : Intensité efficace (mm/h) ;

$$I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{t_{\text{eff}}} \quad (\text{III.42})$$

Avec: P_{eff} : Pluie efficace en mm

t_{eff} : Temps efficace en heure

Pour calculer le débit maximum, il faut connaître :

$$\checkmark \text{ La pluie nette } P_{\text{net}} = P_{\text{max}, p\%} ; \quad \text{Avec } P_{t, p\%} = P_{\text{max}, p\%} \times \left[\frac{t}{24} \right]^b \quad (\text{III.43})$$

✓ L'intensité efficace I_{eff} .

D'abord on calcul la pluie efficace (P_{eff}) par la méthode de SCS cité auparavant c.-à-d :

L'évaluation des pertes ou bien le déficit par infiltration à la suite d'une averse. On calcul le débit maximum probable pour les périodes de retour : 100, 50 et 20 ans

Les valeurs des pluies nettes, intensités efficaces et les débits maximum probables pour le bassin versant sont donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.18 Débit max probable $Q_{\max}$ du bassin versant

S _{max} débitante (Km ²)	Durée averse T(h)	Pluie nette P _{net} (mm)			Rétenti on Potenti elle S (mm)	Pluie efficace (mm)			Int. Efficace (mm/h)			Q _{max} (m ³ /s)		
		Période de retour T (ans)				Période de retour T (ans)			Période de retour T (ans)			Période de retour T (ans)		
		20	50	100		20	50	100	20	50	100	20	50	100
0,05	0,08	8,4	9,1	10,7	34,64	1,4	2,1	3,5	18,3	27,5	46,1	0,3	0,4	0,6
0,29	0,15	10,8	11,7	13,8	34,64	3,4	4,2	5,7	22,8	27,9	38,3	1,8	2,3	3,1
0,8	0,23	12,4	13,5	16,0	34,64	4,7	5,5	7,2	21,1	24,7	31,9	4,7	5,5	7,1
1,3	0,30	13,8	15,0	17,7	34,64	5,7	6,6	8,2	19,0	21,8	27,4	6,9	7,9	9,9
1,94	0,38	14,9	16,2	19,2	34,64	6,5	7,4	9,1	17,3	19,6	24,2	9,3	10,6	13,0
2,75	0,45	15,9	17,3	20,5	34,64	7,1	8,0	9,8	15,9	17,8	21,7	12,1	13,6	16,6
3,4	0,53	16,9	18,3	21,6	34,64	7,7	8,6	10,3	14,7	16,4	19,7	13,9	15,5	18,6
4,08	0,60	17,7	19,2	22,7	34,64	8,2	9,1	10,9	13,7	15,2	18,1	15,5	17,2	20,5
4,61	0,68	18,4	20,0	23,7	34,64	8,6	9,5	11,3	12,8	14,1	16,8	16,4	18,1	21,5
5,04	0,75	19,1	20,8	24,6	34,64	9,0	9,9	11,7	12,0	13,2	15,6	16,9	18,5	21,9

III.5.2.4 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique

Les ordonnées de l'hydrogramme de crue probable sont calculées par la Formule:

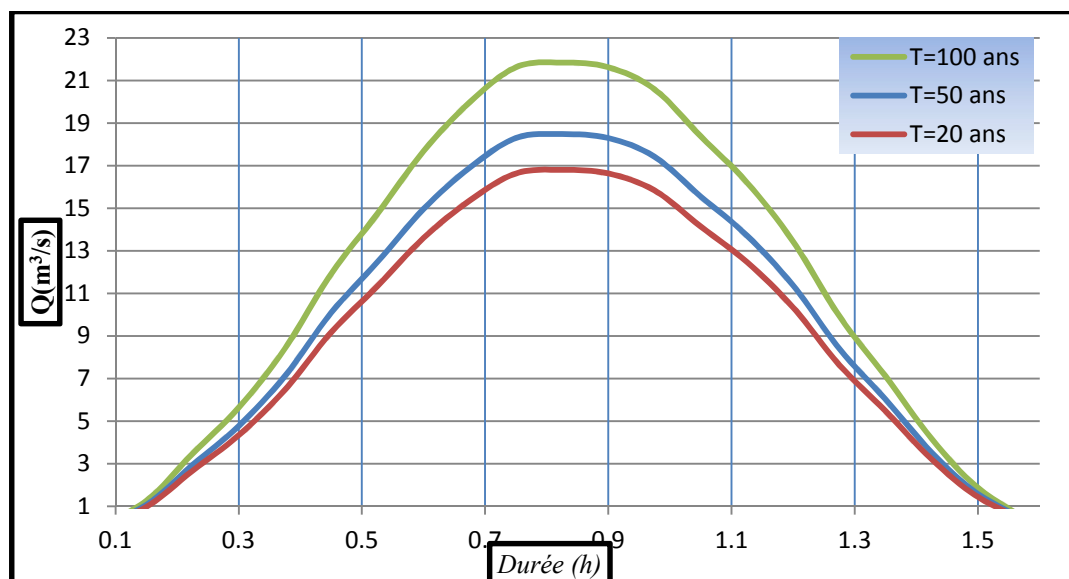
$$Q_{\max,p,\%} = \frac{I_{\text{eff,max}} \cdot \sum_{i=1}^n A_i}{3,6} = a \sum_{i=1}^n A_i \quad (\text{III.44})$$

L'ordonnées de l'hydrogramme de crue probable pour le bassin versant est calculée et représenté dans le tableau et la figure suivante :

Tableau III.19 Ordonnées de l'hydrogramme de crue du bassin versant

Durée de la crue T(h)	$\sum A_i$ (km ²)	$Q_{\max,i}$ (m ³ /s)		
		Période de retour T (ans)		
		20	50	100
0,00	0.00	0.00	0.00	0.00
0,08	0.05	0.17	0.18	0.22
0,15	0.29	0.97	1.06	1.26
0,23	0.80	2.67	2.93	3.47
0,30	1.30	4.33	4.77	5.63
0,38	1.94	6.47	7.11	8.41
0,45	2.75	9.17	10.08	11.92
0,53	3.40	11.33	12.47	14.73
0,60	4.08	13.60	14.96	17.68
0,68	4.61	15.37	16.90	19.98
0,75	4.99	16.63	18.30	21.62
0,83	5.04	16.80	18.48	21.84
0,90	4.99	16.63	18.30	21.62
0,98	4.75	15.83	17.42	20.58
1,05	4.24	14.13	15.55	18.37
1,13	3.74	12.47	13.71	16.21
1,20	3.1	10.33	11.37	13.43
1,28	2.29	7.63	8.40	9.92
1,35	1.64	5.47	6.01	7.11
1,43	0.96	3.20	3.52	4.16
1,50	0.43	1.43	1.58	1.86
1,60	0	0.00	0.00	0.00

L'hydrogramme de crue probable pour le bassin versant d'EL-Abadia est représenté dans et la figure suivante :

**Figure III.7:** L'hydrogramme de crue du bassin versant.

III.5.3 Méthode de HEC-HMS 'Modèle pluie-débit'.

Le HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Centers Hydrologic Modeling*) est un système complet de modélisation hydrologique des bassins versants qui permet de simuler les processus pluie-débit, depuis les précipitations brutes jusqu'au débit total de ruissellement à un temps donné, à un point donné du bassin étudié.

HEC-HMS système est un modèle distribué qui permet de subdiviser un bassin versant en plusieurs sous-bassins, qui sont considérés comme ayant chacune des caractéristiques homogènes. Il est particulièrement bien adapté pour simuler le comportement hydrologique de bassins versants non urbanisés.

Ce logiciel permet de calculer des hydrogrammes de crues pour plusieurs objectifs à savoir les études de drainage urbain, la prévision des crues, la conception des réservoirs et la réduction des effets des inondations.

Les modules modèles développés sous HEC-HMS permettent la prise en charge des quatre processus hydrologiques essentiels : Modèles pour le calcul des précipitations, du volume de ruissellement, du ruissellement direct et des écoulements souterrains.

III.5.3.1 Le processus de fonctionnement

Comme nous venons de le mentionner ci-dessus, le HEC-HMS attribue à chaque module une étape de la transformation pluie-débit, et c'est la combinaison des résultats des modules les uns aux autres qui donne l'hydro-gramme final.

En général, dans le cas d'une modélisation événementielle, c'est l'enchaînement schématisé sur la figure suivante qui est suivi à la lettre pour aboutir au débit de l'exutoire :

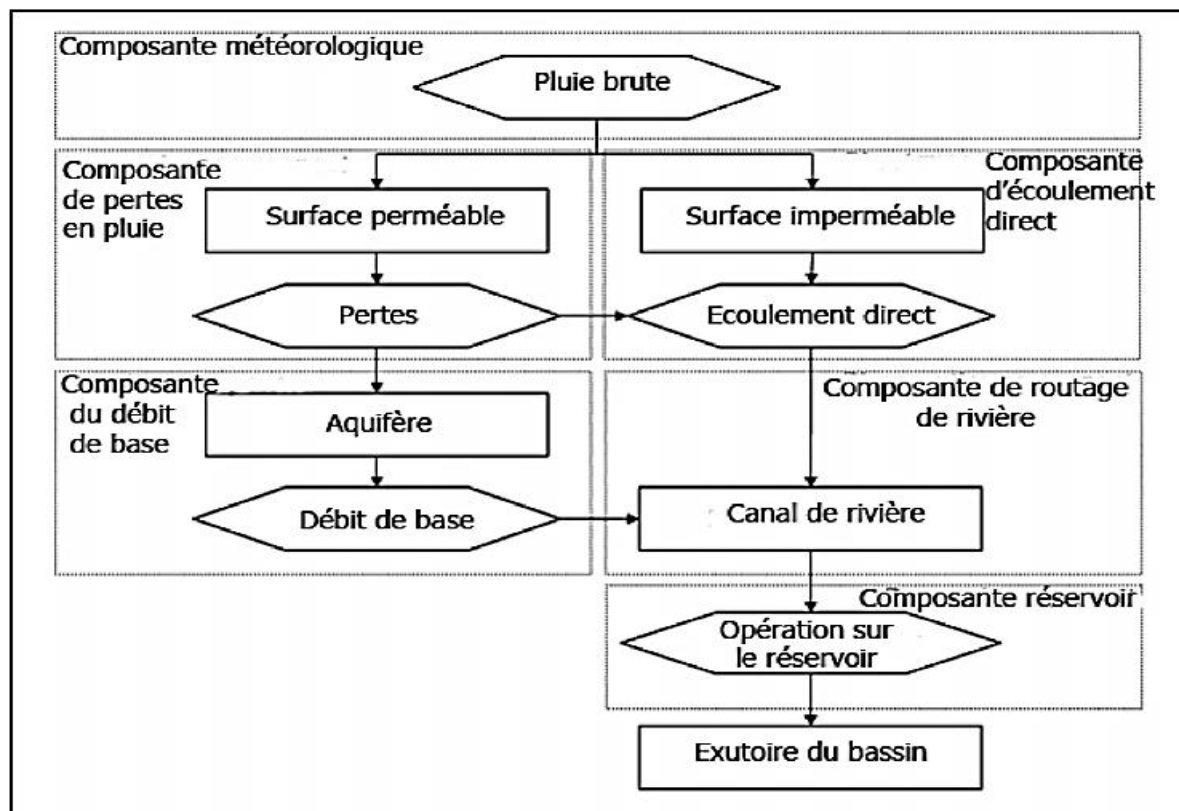


Figure III.08 L'enchaînement d'intervention des différentes composantes dans la structure événementielle du modèle HEC-HMS (Cunderlik J. M. et Simonovic S. P.(2004))

III.5.3.2 Application du HEC-HMS sur le BV d'EL-ABADIA

Le modèle hydrologique HMS (Hydrologie Modeling System) est un modèle déterministe applicable principalement à la simulation d'un événement donné. Il permet de subdiviser un bassin versant en plusieurs parties, appelées sous-bassins, qui sont considérés comme ayant chacun des caractéristiques homogènes. Il est particulièrement bien adapté pour simuler le comportement hydrologique de bassins versants non urbanisés.

III.5.3.2.1 Préparation des entrées du modèle HEC-HMS

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

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

Ce logiciel autorise ainsi d'utiliser différents types de méthodes pour la modélisation du bassin versant et de la pluviométrie.

A) Modélisation du bassin versant

La modélisation d'un bassin versant consiste, en premier lieu, en un découpage de celui-ci en plusieurs sous-bassins versants élémentaires (08 sous bassins), ensuite, spécifier les méthodes utilisées pour le calcul des pertes (fonction de production) et de ruissellement (fonction de transfert).

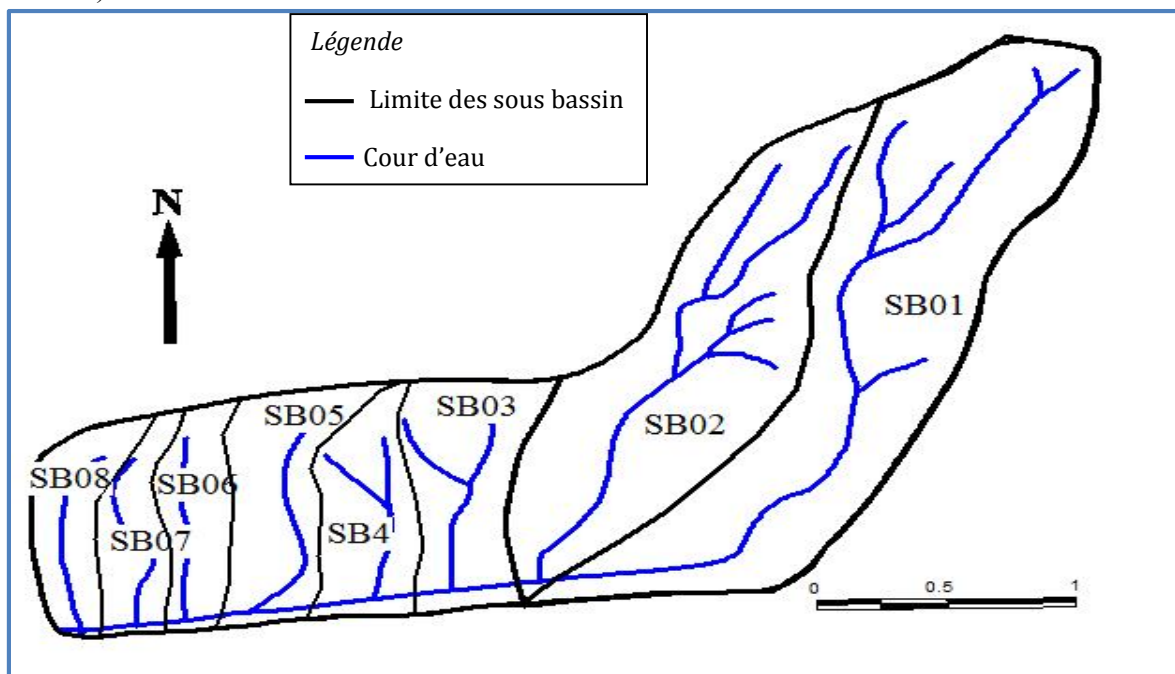


Figure III.09 Découpage du bassin versant en sous bassin versants

Ces bassins versants sont connectés par un ensemble de fonctions hydrauliques

- Jonctions
- Biefs
- Bifurcations

b) Le schéma du modèle de bassin

Le schéma du modèle de bassin est la représentation du modèle hydrologique du bassin et de ses éléments (biefs, jonctions, sous bassins....) et leurs connectivités (Figure III.10).

Le schéma du modèle de bassin figure dans la copie d'écran (Figure III.10).

- pour les pertes (loss rate) : la méthode utilisée est celle de perte initiale à taux constant.
- Pour le ruissellement direct (Transform) : SCS (Soil Conservation Service).
- Pour l'écoulement souterrain (Baseflow) : No Baseflow, sol saturé.

Légende

 : sous bassin ;
  ; Bief ;
  : Jonction (point d'influence);

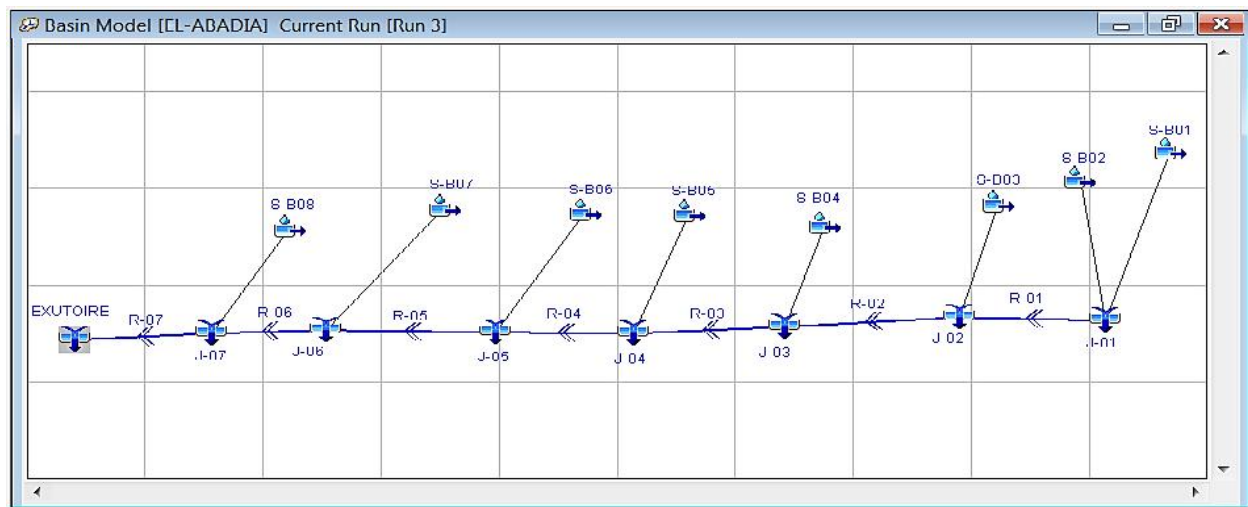


Figure III.10 Définition du modèle hydrologique sous HEC-HMS

B) Modélisation des pertes par le modèle SCS Curve Number (CN) (Fonction den production)

La fonction de production est citée auparavant (*paragraphe III.04.1*)

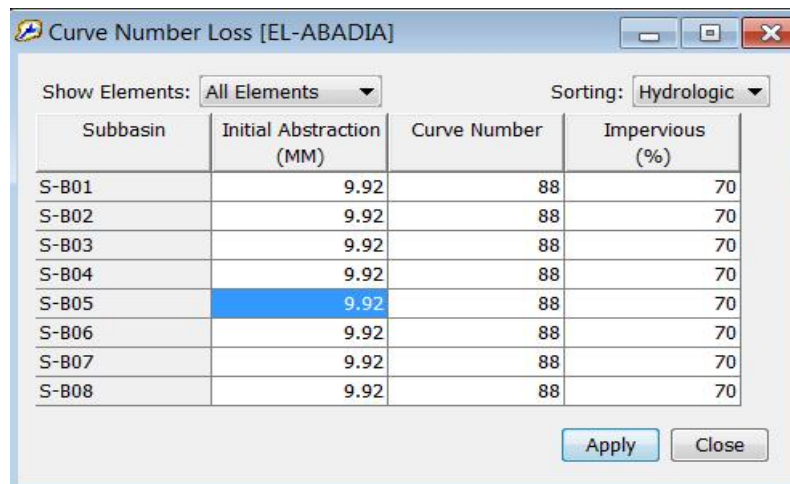
Pour notre étude, le pourcentage des surfaces construites (imprimable) est estimé à 70% car la zone d'ELABADIA est une zone montagneuse, et d'après la carte géologique (sole marne et argileuse, et alluvion).

On considère que le sol pour notre bassin versant est relativement humide (condition AMCII), comme on a un manque de données sur la couverture du sol, on prend une valeur de $CN_{II}=88$ pour l'ensemble du bassin versant.

Les pertes initiales (Initial abstraction) sont calculées par la formule (III.34).

Les pertes initiales, le curve number et le pourcentage des surfaces construites sont introduits dans le logiciel HEC-HMS comme le montre le tableau III.20.

Tableau III.20 paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour la fonction de production SCS Curve Number



Subbasin	Initial Abstraction (MM)	Curve Number	Impervious (%)
S-B01	9.92	88	70
S-B02	9.92	88	70
S-B03	9.92	88	70
S-B04	9.92	88	70
S-B05	9.92	88	70
S-B06	9.92	88	70
S-B07	9.92	88	70
S-B08	9.92	88	70

c) Modélisation de ruissèlement (Fonction de transfert)

La méthode de transformation choisie pour la simulation dans le logiciel HEC-HMS celle de l'hydro-gramme unitaire du SCS.

✓ « SCS Unit Hydrograph » : Hydrogramme unitaire de la SCS.

Résultant de la combinaison des hydrogrammes de plusieurs bassins versants. Ce formalisme sera détaillé davantage dans la section de la combinaison modulaire choisie.

Cette méthode développée pour des bassins jaugés et non jaugés.

- Pour les bassins non jaugés (méthode synthétique)), il est possible d'estimer le paramètre à partir des caractéristiques du bassin versant.
- Donne de meilleurs résultats pour estimation basée sur l'analyse des données pluviométriques et hydrométriques.

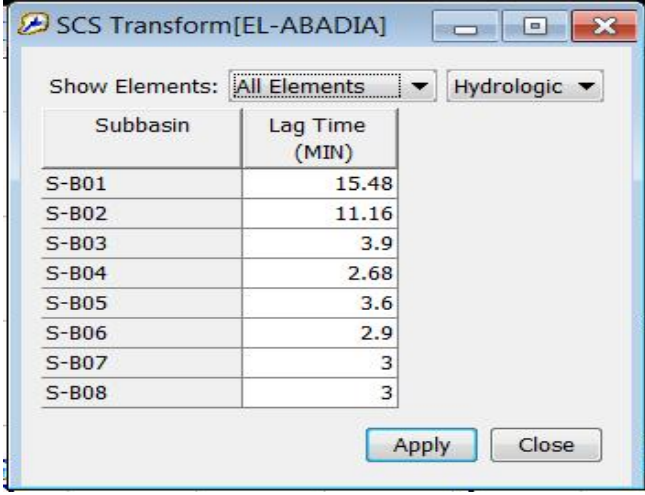
Le temps de concentration (en heure) a été calculé pour les sous bassins à l'aide de la formule Soil Conservation Service « SCS » (Rahai, 2007). Cette formule est recommandée pour une simulation avec HEC-HMS.

$$T_c = \left[\frac{0,87 L_p^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right]^{0,385} \quad (\text{III. 45})$$

Le temps de réponse (lag time) a été approximé par une valeur est égale (HEC-HMS, 2000):

$$\text{Lag} = 0,6.T_c \quad (\text{III.46})$$

Le **tableau III.21** donne les résultats de calcul du temps de concentration et temps de réponse pour les différents sous bassins.



Subbasin	Lag Time (MIN)
S-B01	15.48
S-B02	11.16
S-B03	3.9
S-B04	2.68
S-B05	3.6
S-B06	2.9
S-B07	3
S-B08	3

d) Simulation hydrologique et visualisation des résultats

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

Les résultats peuvent être visualisés en utilisant l'écran du modèle de bassin en chaque élément de bassin (les jonctions et les sous-bassins) sous forme :

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

Dans cette section, les résultats ont été visualisés surtout sous forme de graphes.

Au niveau de l'exutoire, l'hydrogramme de crue produit par le bassin versant entier a été récupéré (Figure III.11).

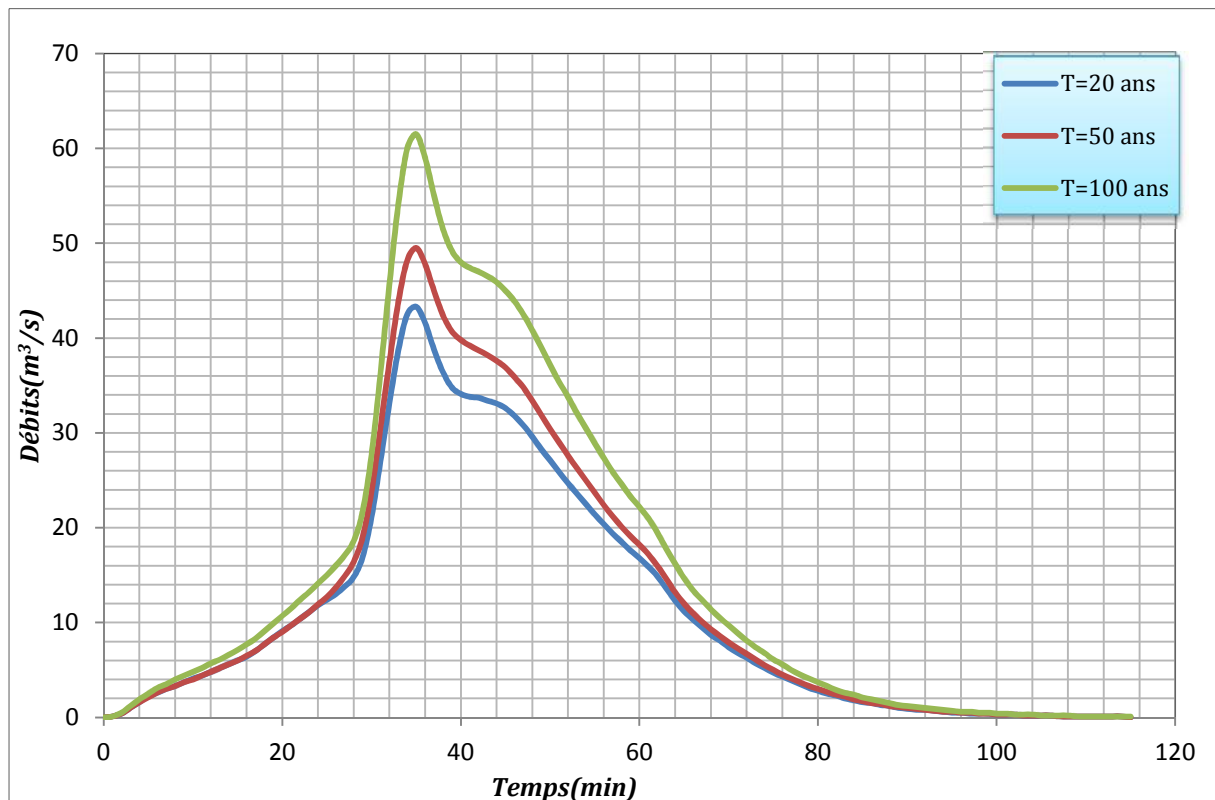


Figure III.11 Hydrogramme unitaire de SCS pour les différentes périodes de retour

III.6 CONCLUSION

Le débit centennal obtenu par le modèle HEC-HMS a été utilisé comme donnée de base du modèle HEC-RAS, modèle hydrodynamique unidimensionnel basé sur la résolution de l'équation d'énergie, afin de simuler les écoulements en période de crue. Ce modèle a été appliqué sur le tronçon principal de l'Oued El-Abadia.



IV.1 INTRODUCTION

Cette étude est basée sur la collecte des données de bases existantes (cartes géologiques, topographiques et études antérieures réalisées au niveau de la région), les résultats des travaux de reconnaissances et essais géotechniques de laboratoire réalisés au niveau du site.

Cette étude vise à déterminer :

- ✓ Les terrains de fondations des ouvrages projetés et leurs caractéristiques géotechniques ;
- ✓ Les éventuels risques de mouvement de terrain (glissement ou éboulement) pouvant endommager les ouvrages de protection ;
- ✓ Etude du cadre géomorphologique des bassins de l'aire d'étude.

D'après la (DRE) d'AIN DEFLA les essais géotechniques de laboratoire ont été confiés au Laboratoire des Travaux Publics de L'Est (L.T.P.Est) de Constantine.

IV.2 TRAVAUX DE RECONNAISSANCES ET ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LABORATOIRE

Dans le but de connaître les terrains de fondations pour les ouvrages projetés pour la protection de la ville d'El-Abadia et leurs caractéristiques géotechniques, ont été réalisés les travaux suivants :

IV.2.1. Fouilles

Ont été réalisées, au niveau des différents sites à protéger, 10 fouilles (FEA1 à FEA10) de profondeurs maximales de 3m avec prélèvement des échantillons de sols pour les essais géotechniques au laboratoire. Outre ces fouilles, ont été décrites des coupes lithologiques pour 03 talus, à savoir T1, T2 et T3.

IV.2.2 Essais géotechniques de laboratoire

Les essais réalisés pour les échantillons de sols prélevés au niveau des fouilles sont les suivants

- Densité apparent (γ_d) : 03 essais ;
- Teneur en eau (W) : 02 essais ;
- Degré de saturation (S_r) : 02 essais
- Limites d'ATTERBERG : 08 essais ;
- Essais de cisaillement type U.U : 02 essais ;
- Essais de compressibilité à l'oedomètre : 02 essais ;
- Granulométrie – sédimentométrie : 08 essais ;
- Analyses chimique : 09 essais.

IV.3 EMBLACEMENT DES FOUILLES ET SONDAGES

Tableau IV.01 Les résultats des essais géotechniques au niveau de fouille N°FEA1.

Projet : Etude de Protection de la ville d'El Abadia contre les inondations (Wilaya de Ain Defla)					
Fouille n° : FEA1					
Coordonnées : X= 409.547 km , Y= 331.631 km , Z = 182.1 m					
Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.		
- 0.3	Terre végétale		----- -----		
- 1	Argile dure sèche		- -		
- 2	Argile brunâtre sableuses au moins compactes avec accidentellement des cailloux		- - - - o o o	1.5 – 2m	CL
- 3			- - - - o o o		
- 4			- - - - o o o		
- 5			- - - - o o o		

Pour le reste des résultats des essais géotechnique voir Annexe N°02

IV.4 GEOMORPHOLOGIE DU BASSIN VERSANT

L'ensemble des bassins versants de la cité communale El Abadia est en majeure partie (partie nord) caractérisé par un relief montagneux édifié dans des formations pliocènes et miocènes (Grès associés aux sables ,grès, conglomérats à sable argileux rouges, marnes, argiles). Ces différentes formations sont disposées en bandes allongées sensiblement Est-Ouest avec la prédominance des matériaux grossiers (Conglomérats et grès).Les reliefs sont fortement atténués au Sud, notamment à l'Est du site à protéger avec comme formations géologiques des alluvionnaires.

Les principaux oueds des bassins versants creusent dans la partie montagneuse des vallées étroites et profondes. Selon la lithologie des formations existantes au niveau des bassins versants, malgré le relief dénudé, le pouvoir érosif par les eaux de ruissellement est modéré.

IV.5 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES SOLS DE FONDATION DES OUVRAGES PROJETES

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire réalisés sur les échantillons de sols prélevés des différentes fouilles réalisées donnent, par l'analyse granulométrique deux types de sols :

- ▲ *Sols fins* pour les fouilles FEA1 à FEA4.(voir annexe N°02)
- ▲ *Sols grenus* pour les fouilles FEA5 et FEA7 à FEA9.(voir annexe N°02)

IV.5.1-sols fins

Les résultantes des essais d'identification et de classification donnent :

- **Granulométrie –sédimentométrie**
 - ✓ Grains de diamètre inférieur à $80\mu\text{m}$: 52 – 72 % ;
 - ✓ Gravier..... : 01 – 04 % ;
 - ✓ Gros sable..... : 14 – 23 % ;
 - ✓ Sable fin : 23 – 39 % ;
 - ✓ Limon : 12 – 19 % ;
 - ✓ Argile : 25 - 40 %.
- **Limites d'Atterberg**
 - ✓ Limite de liquidité (W_L) : 25,88 – 48,87 %
 - ✓ Indice de plasticité (I_p) : 12,24 – 23,66 %
 - ✓ Densité apparent (γ_d) : 1,66 – 1,70 t/m^3
 - ✓ Degré de saturation (S_r) : 56,86 – 76,69 %
 - ✓ Teneur en eau (W) : 11,99 – 17,41 %.

Selon les résultats d'identification et de classification, ces sols appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe CL (argiles peu plastiques) et sont moyennement denses.

- **Essais de cisaillement à la boîte type U.U**
 - ✓ Angle de frottement total (Φ_u) : 9°
 - ✓ Cohésion totale (C_u) : 21 – 48.5 KN/m^2
- **Essai de compressibilité à l'oedomètre**
 - ✓ Pression de consolidation (P_c) : 0.850 – 1.82 bar ;
 - ✓ Coefficient de tassement (C_c) : 0.133 – 0.195 ;
 - ✓ Coefficient de gonflement (C_g) : 0.021 – 0.032.

Les essais mécaniques indiquent que ces sols présentent une résistance au cisaillement faible, ils sont moyennement compressibles et non gonflants.

- **Pour les essais chimiques, on a**

- Teneur en carbonates : 13.18 – 21.7 %
- Teneur en sulfates : Néant
- Teneur en chlorures : 0.06 – 0.12 %.

Les résultats des analyses chimiques donnent un sol non agressif envers le béton à base de ciment courant (CEMI ou II).

IV.5.2. Sols grenus

Il s'agit de matériaux graveleux ou sableux dont les résultats des différents sont indiqués ci dessous :

- **Granulométrie – sédimentométrie**

- ✓ Grains de diamètre inférieur à 80 μ m : 08 – 33 % ;
- ✓ Gravier..... : 25 – 56 % ;
- ✓ Gros sable..... : 09 – 39 % ;
- ✓ Sable fin : 11 – 23 % ;
- ✓ Limon : 02 – 12 % ;
- ✓ Argile : 05-21 % .

- **Limites d'Atterberg**

- ✓ Limite de liquidité (W_L) : 14.25 – 34.0 %
- ✓ Indice de plasticité (I_p) : 3.04 – 17.4 %

- **Pour les essais chimiques, on a**

- ✓ Teneur en carbonates : 11.62 – 85.7 %
- ✓ Teneur en sulfates : Néant
- ✓ Teneur en chlorures : 0,12 – 0,18 %.

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire indiquent des sols appartenant selon la classification U.S.C.S aux groupes : GC (gravier argileux), SC (sables argileux), GP-GM (gravier mal gradués et graver limoneux). Par leur nature, ces sols sont faiblement compressibles et présentent une bonne résistance au cisaillement et une bonne capacité portante. Les analyses chimiques montrent des sols non agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

IV.6. TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LABORATOIRE

Tableau IV.02 Essais d'identification et de classification

Fouilles n°	Profondeur (m)	Teneur en eau W (%)	Degré de Saturation (Sr %)	Densité sèche γ_d : t/m³	Densité humide γ_h : t/m³	Granulométrie – sédimentométrie						Limites d'Atterberg		Classification U.S.C.S
						$\phi < 80 \mu m$	Gravier (%)	Gros Sable (%)	Sable fin (%)	Limons (%)	Argile (%)	W _L (%)	Indice de plasticité I _p (%)	
FEA1	1.5-2	17.41	76.69	1.66	1.94	72	04	14	23	19	40	46.569	23.664	CL
FEA2	0.5-0.8	-	-	-	-	65	02	19	26	19	34	37.455	18.940	CL
FEA3	1-1.5	11.99	56.86	1.70	1.88	54	02	26	28	18	26	25.882	12.857	CL
FEA4	1-1.5	-	-	-	-	54	01	23	39	12	25	26.922	12.237	CL
FEA5	1-1.5	-	-	-	-	33	41	16	18	04	21	36.591	17.401	GC
FEA6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FEA7	1-1.5	-	-	-	-	21	25	39	23	03	10	14.455	03.040	SC
FEA8	1-3	-	-	-	-	08	56	23	11	02	05	18.557	04.212	GP-GM
FEA9	0.5-1	-	-	-	-	30	51	09	17	12	11	34.003	17.108	GC
FEA10	1-1.5	00	00	1.8	1.8							-	-	

Tableau IV.03 Essais mécaniques

Fouilles n°	Profondeur (m)	Essai de cisaillement à la boîte type U.U		Essai de compressibilité à l'oedomètre		
		Angle de frottement	Cu (bar)	Pc (bar)	Ct	Cg
FEA1	1.5-2	09	-	0.850	0.195	0.032
FEA2	0.5-0.8	-	-	-	-	-
FEA3	1-1.5	09	-	1.82	0.133	0.021
FEA4	1-1.5	-	-	-	-	-
FEA5	1-1.5	-	-	-	-	-
FEA6	-	-	-	-	-	-
FEA7	1-1.5	-	-	-	-	-
FEA8	1-3	-	-	-	-	-
FEA9	0.5-1	-	-	-	-	-
FEA10	1-1.5	-	-	-	-	-

Tableau IV.04 Analyse chimique

Fouilles n°	Profondeur (m)	Teneur exprimée en % par rapport au matériau sec				
		Insolubles	Carbonates	Gypse/ SO ² 4	Chlorures	Matière organique Cg
FEA1	1.5-2	-	21.71	Traces	0.12	-
FEA2	0.5-0.8	-	13.18	Traces	0.06	1.49
FEA3	1-1.5	-	18.60	Traces	0.06	-
FEA4	1-1.5	-	15.35	Traces	0.12	0.59
FEA5	1-1.5	-	11.62	Traces	0.12	0.41
FEA6	-	-	-	Traces	-	-
FEA7	1-1.5	-	14.73	Traces	0.12	0.33
FEA8	1-3	-	85.7	Traces	0.12	0.39
FEA9	0.5-1	-	58.14	Traces	0.12	1.032
FEA10	1-1.5	-	74.42	Traces	0.18	-

IV.7 CONCLUSION

Les travaux de reconnaissances et essais géotechniques de laboratoire concernant l'étude de protection de la cité communale El Abadia ont abouti aux résultats suivants :

Concernant les terrains de fondation des ouvrages à projeter, il s'agit d'amont en aval de dépôts d'alluvions anciennes (cailloux et graviers en surface, argiles sableuses ou sables argileux rouges en profondeur) couvrant les dépôts de conglomérats, à pentes assez douces qui leur succèdent dans la partie basse des alluvions avec une granulométrie de plus en plus en se dirigeant vers l'aval. Ces terrains ne présentent aucun risque de glissement ; pouvant endommager les ouvrages projetés. Par leur nature, l'excavation de ces terrains est facile.

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire montrent deux types de sols :

Sols fins : Argiles sableuses qui sont moyennement compressibles, non gonflants et non agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

Sols grenus : Graviers sableux, sables graveleux, sables argileux et argiles sableuses qui sont non agressifs envers le béton à ciment ordinaire.



Table des matières

<i>IV.1 INTRODUCTION</i>	58
<i>IV.2 TRAVAUX DE RECONNAISSANCES ET ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LABORATOIRE</i>	58
IV.2.1.a Fouilles	58
Ont été réalisées, au niveau des différents sites à protéger, 10 fouilles (FEA1 à FEA10) de profondeurs maximales de 3m avec prélèvement des échantillons de sols pour les essais géotechniques au laboratoire. Outre ces fouilles, ont été décrites des coupes lithologiques pour 03 talus, à savoir T1, T2 et T3.	58
IV.2.20 Essais géotechniques de laboratoire Les essais réalisés pour les échantillons de sols prélevés au niveau des fouilles sont les suivants	58
IV.3 EMPLACEMENT DES FOUILLES ET SONDAGES	59
<i>IV.4 X GEOMORPHOLOGIE DU BASSIN VERSANT Q</i>	59
<i>IV.5 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES SOLS DE FONDATION DES OUVRAGES PROJETES</i>	60
IV.5.1-sols fins	60
IV.5.2. Sols grenus	61
IV.6. TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LABORATOIRE	62
<i>IV.7 CONCLUSION</i>	63

V.1 INTRODUCTION

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide.

L'homme s'est servi des cours d'eau pour la ressource en eau de boisson dans un premier temps et comme source d'alimentation. C'est au XIX^{ème} siècle que les canalisations de cours d'eau sont apparues, coupant les méandres et stabilisant les berges par des pierres puis la technique des palplanches s'est imposée. Ces aménagements répondaient souvent à des objectifs légitimes : protéger des inondations les terres cultivables et les habitations, lutter contre l'érosion des berges, irriguées, alimenter en eau potable les hommes et le bétail...etc.

V.2 LES DIFFERENTS AMENAGEMENTS D'UN COURS D'EAU

Un canal est une machine hydraulique aménagée par l'Homme dont le concepteur modifie alors les caractéristiques géométriques et hydrauliques d'un cours d'eau, par curages, creusements, rectifications, élargissement, bétonnage des berges et du fond, recalibrage...

- **Dragage** : Approfondissement du lit mineur par prélèvement de ses matériaux.
- **Couverture de cours d'eau** : Canalisation poussée à l'extrême, notamment en milieu urbain ou périurbain, avec la couverture ou la mise sous tuyau complète du cours d'eau sur des linéaires pouvant être très importants.
- **Endiguement** : Augmentation de la hauteur des berges pour éviter le débordement des eaux et pour préserver le maximum d'espace pour l'agriculture et l'urbanisation. Dans les plaines alluviales, des milliers de kilomètres de berges de cours d'eau ont été protégés contre les processus d'érosion, le plus souvent au moyen de techniques dites "lourdes" à base de perrés, de murs de béton, d'enrochements, d'épis, de palplanches, de gabions,... etc.
- **Rectification** : De très nombreux cours d'eau naturellement sinueux ou méandriformes ont été artificiellement rectifiés sur de longues distances, généralement pour en augmenter la débitance (notamment grâce à l'augmentation de la pente) et réduire ainsi la fréquence de submersion des terrains riverains.
- **Recalibrage** : Le principe du recalibrage consiste à augmenter la débitance du lit mineur en augmentant la section d'écoulement par élargissement du lit, approfondissement ou les deux. Le recalibrage des cours d'eau est probablement l'un des types d'intervention les plus fréquemment réalisés dans le monde. Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endiguements étroits, pour réduire la fréquence des inondations.
- **Déplacement de cours d'eau** : Un certain nombre de cours d'eau ont été volontairement déplacés de leur position initiale naturelle vers l'un ou l'autre côté du fond de vallée. Ces déplacements sont souvent très anciens (plusieurs siècles). L'objectif était principalement de gagner des terres cultivables ou d'améliorer leur exploitabilité en libérant.

V.3 OBJECTIF D'AMENAGEMENT

L'objectif principal cet aménagement est la canalisation de l'Oued El-Ababia, toutes en respectant les conditions d'écoulement, de protection et de stabilité des berges, et cela afin d'assurer la protection des habitants, leurs biens et des terres agricoles contre les inondations.

V.4 DONNEES DE BASE EXISTANTE POUR L'AMENAGEMENT

Pour les besoin d'étude et dans le cadre de l'aménagement on a utilisé des cartes topographiques au 1/50'000^{ème} (sans mise à jour), les vues aériennes de la zone d'étude (Google Earth) du levé topographique et de l'étude hydrologique du bassin versant de Oued El-Abadia.

V.5 DEBITS DE DIMENSIONNEMENT

Le débit de dimensionnement est choisi à partir des normes de protection et de sécurité contre les inondations, et selon l'étude hydrologique, La période de retour choisi est 100ans.

Le débit choisit pour le dimensionnement est : $61\text{m}^3/\text{s}$

V.6 GENERALITES SUR LES ECOULEMENTS

V.6.1 Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

V.6.2 Canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", La section qui véhicule le débit maximum est celle ou le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale.

V.6.3 Différents types de Canaux On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux nature
- 2) Canaux artificiels.

1) Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

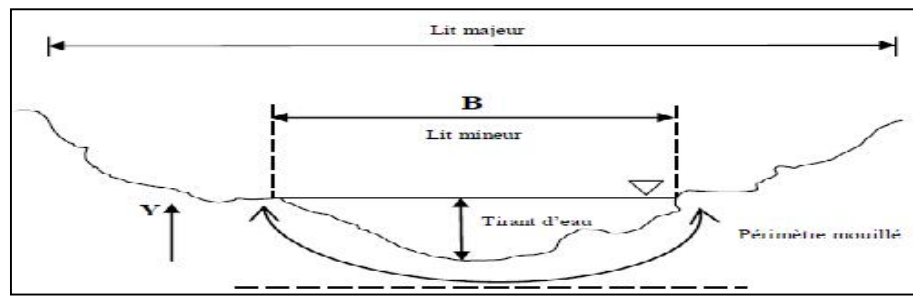


Figure V.01 Canal naturel

- ✓ **Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m** Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.
 - ✓ **périmètre mouillé P_m** Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.
 - ✓ **largeur au miroir B** Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.
 - ✓ **tirant d'eau** Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;
- 2) Les canaux artificiels**

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

V.6.4 Types d'écoulements

a) Variabilité dans le temps

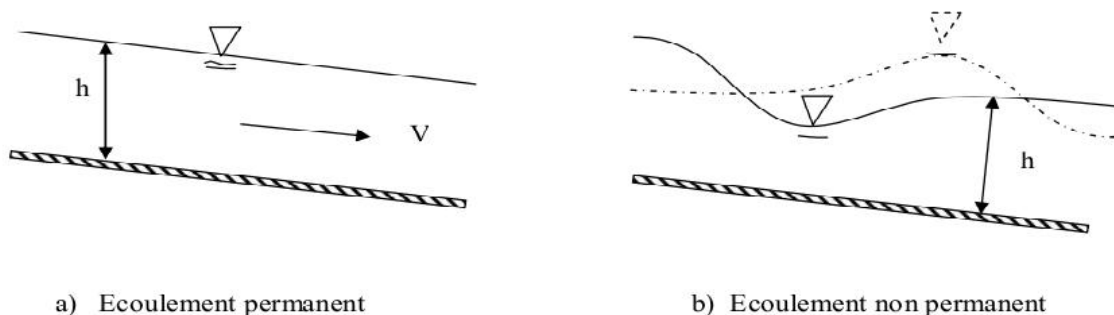


Figure V.02 Types d'écoulements (SERRE.D ,2005)

a.1 Ecoulement permanent

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (V.01)$$

a.2 Ecoulement non permanent

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est-à-dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (V.02)$$

b) Variabilité dans l'espace

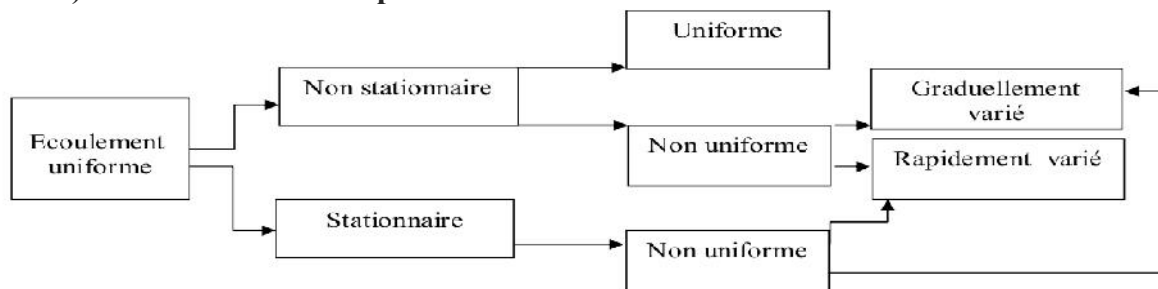


Figure V.03 Schéma représentant les différents types d'écoulements

b.1 Régime uniforme

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dt} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (V.03)$$

b.2 Régime non uniforme

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (V.04)$$

✓ Régime non uniforme graduellement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si x désigne une longueur d'écoulement et Δh une variation de hauteur, on a $\Delta h/x \ll 1$.

✓ Régime non uniforme rapidement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

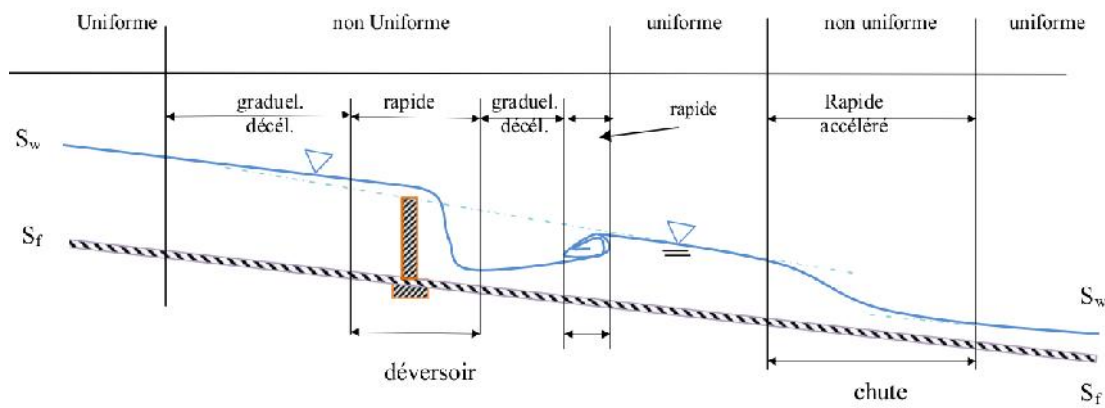


Figure V.04 Schéma représentant les différents régimes d'écoulements

a) Régime d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans canal à surface libre engendre les forces d'inertie, de gravité et de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombre adimensionnels suivants :

- *Le nombre de Froude*, qui est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inertie.
- *Le Nombre de Reynolds*, qui est le rapport entre les forces de frottement et les forces de d'inertie.
- *La rugosité relative*, qui est le rapport entre la hauteur de la rugosité et une longueur caractéristique.

Le rôle du nombre de Reynolds : est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement laminaire $Re' < 500$;
- écoulement turbulent $Re' > 2000$;
- transitoire $500 < Re' < 2000$.

Dans la pratique on ne rencontre en générale que des écoulements turbulents, souvent rugueux.

Le rôle du nombre de Froude: est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement fluvial $Fr < 1$;
- écoulement torrentiel $Fr > 1$;
- écoulement critique $Fr = 1$.

Dans la pratique on ne rencontre des trois types d'écoulements.

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds et du nombre de Froude donnent quatre régimes d'écoulement :

- fluvial-laminaire $Fr < 1$, $Re' < 500$;

- fluvial-turbulent $Fr < 1$, $Re' > 2000$;
- torrentiel-laminaire $Fr < 1$, $Re' < 500$;
- torrentiel-turbulent $Fr > 1$, $Re' > 2000$.

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

V.7-DIMENSIONNEMENT DES CANAUX

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

V.7.1 Conditions de l'écoulement uniforme

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

V.7.2 Formules de calcul

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy.

✓ La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (V.05)$$

On utilisant le produit suivant : $Q = V \times S$ (V.06)

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (V.07)$$

C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

R: Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m ; $R_h = \frac{S_m}{P_m}$

I : Pente de fond du canal (radier).

V.7.3 Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy

1) Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h \quad (V.08)$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$).

R_h : Rayon hydraulique,

n : Rugosité.

2) Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}} \quad (V.09)$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

R_h : Rayon hydraulique, avec :

n : Rugosité avec $K_S = \frac{1}{n}$ (K_S coefficient de Strickler).

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (V.10)$$

Où

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER ($m^{1/3}/s$) ;

R_h : le rayon hydraulique (m) ;

I : la pente du radie (km/km).

3) Formule de PAVLOVSKY

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \quad (V.11)$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

n : Rugosité.

R_h : Rayon hydraulique, avec :

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R_h} (\sqrt{n} - 0.10) \quad (V.12)$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$$y = 1.5 \sqrt{n} \quad \text{à } R_h < 1m \quad (V.13)$$

$$y = 1,3 \sqrt{n} \quad \text{à } R_h > 1m \quad (V.14)$$

4) Formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m.B}{\sqrt{R_h}}} \quad (V.15)$$

m_B : Coefficient de BAZIN. (Il est entre 0,06 et 1.75 m^{0,5}).

Remarque :

Dans notre calcul on travaille avec la formule de MANING- STRICKLER

V.8 PARAMETRES GEOMETRIQUES

V.8.1 Choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum $Q_{\max}$ est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. (R_h étant la section mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m).

Notre choix portera sur la section trapézoïdale, dont les caractéristiques sont la suivantes :

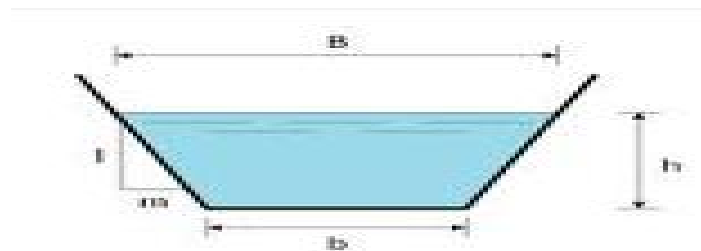


Figure V.05 Canal à forme trapézoïdale

Avec :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$ dans la section la plus avantageuse ;

h : Le tirant d'eau maximum (pour $Q_{\max}$), en m ;

B : La largeur supérieure du canal, en m ;

b : La largeur inférieure du canal, en m.

On définit la surface mouillée S et le périmètre mouillé P par :

$$S = h. (b + m.h) \quad (V.16)$$

$$P = b + 2.h.\sqrt{1 + m^2} \quad (V.17)$$

VI.8.2 Calcul du rayon hydraulique maximal

$$\text{On a: } R_h = \frac{S}{P} \quad (V.18)$$

Alors: Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de $P_{\min}$.

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m.h) .dh = 0 \quad (V.19)$$

$$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} .dh = 0 \quad (V.20)$$

Les équations 19 et 20 donnent:

$$b = 2.h (1 + m^2)^{0.5} - m \quad (V.21)$$

Tableau V.01: paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Désignation	Expression
b (m)	$2h \frac{m + \sqrt{1+m^2}}{\sqrt{1+m^2} - m}$
B(m)	$b + 2m.h$
S (m²)	$h.(b+m.h)$
P (m)	$b + 2h.\sqrt{1 + \frac{m^2}{m^2}}$
R_h	$\frac{S}{P}$

V.8.3 Calcul de la profondeur normal h_n

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente (fig V.06). La détermination de la profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

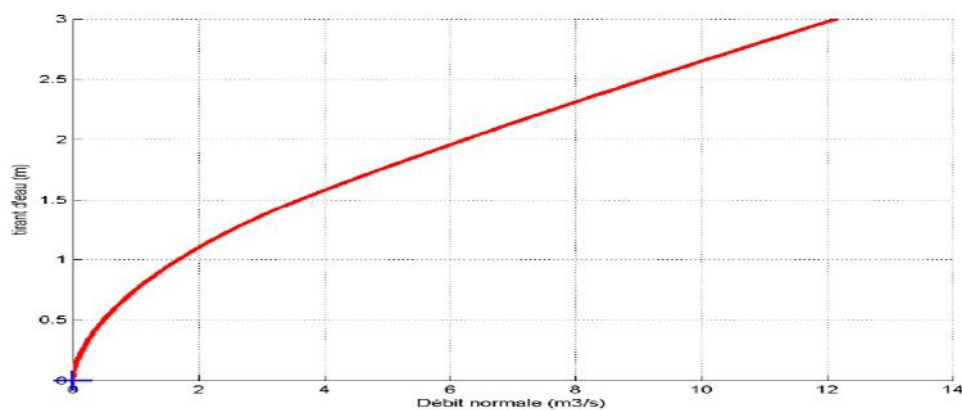


Figure V.06 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal

a) Méthode graphique

On tire la valeur de h_n à partir du graphe $I = f(h)$, on trace le graphe par le calcul des valeurs de I en augmentant h avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré.

Donnant que :

$$I = \frac{Q_{normal}^2}{C^2 \cdot S^2 \cdot R} \quad (V.22)$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement permanent uniforme

$$Q = S_m \cdot C \sqrt{R} \sqrt{I} \quad (V.23)$$

b) Méthode itérative

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (V.24)$$

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs a (b) et on détermine Q jusqu' a une valeur de débit très proche on égale au Q_n

Par suite on trace la courbe $Q = f(B)$, et on détermine la valeur de b correspondante à Q_n

V.8.4 Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

- la méthode graphique.
- la méthode d'AGROSKINE.
- la méthode itérative.

i. Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h. La valeur de h_{cr} est la valeur qui corresponde à l'énergie spécifique minimale.

1) L'énergie spécifique

L'énergie spécifique H_s ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée a l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe : $H_s = f(h)$ sachant que : $H_s = H_p + H_c$ (V.25)

H_p : Energie potentielle est égale à h ; ($H_p = h$)

H_c : Energie cinétique est égale à ; ($H_c = V^2/2g$)

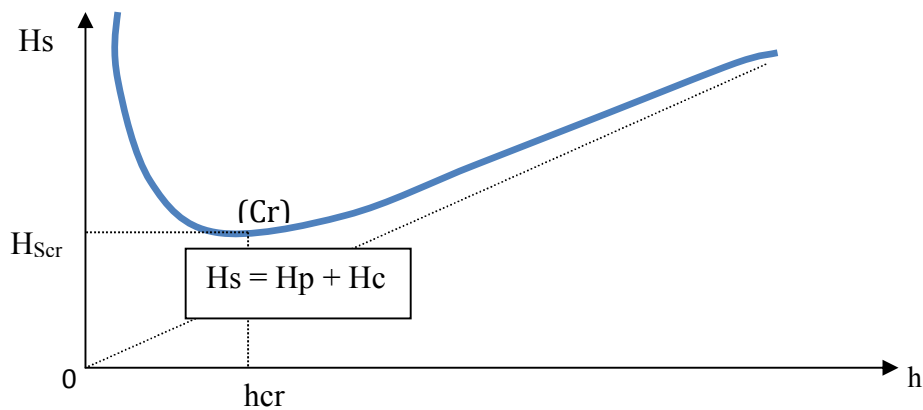


Figure V.07 Energie spécifique en fonction de la profondeur

ii. Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante : La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \quad (V.27)$$

α : Coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1$.

B : Largeur du plan d'eau en surface.

g : Accélération gravitaire prise égale à 9.81 m/s^2 .

iii. Méthode itérative

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} qui correspond à Q^2/g . Donc on tire la valeur de $(S^3/B) = Q^2/g$ et on tire par un tableur la valeur de h_{cr} qui lui correspond.

V.8.5 Calcul de la pente critique

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad (V.28)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad (V.29)$$

V.8.6 Nombre de Froude

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

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (V.30)$$

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement fluvial $Fr < 1$ $\Rightarrow h_{cr} < h_n$
- écoulement torrentiel $Fr > 1$ $\Rightarrow h_{cr} > h_n$
- écoulement critique $Fr = Fr_{cr} = 1$ $\Rightarrow h_{cr} = h_n$

V.9 CALCUL DE LA LIGNE D'EAU

V.9.1 Equation de la ligne d'eau

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + \frac{V^2}{2g} + h \quad (V.31)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$V = \frac{Q}{S} \quad (V.32)$$

Dérivant l'équation (IV-31) par rapport à x, on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \quad (V.33)$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f$ (V.34)

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h} \quad (V.35)$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \quad (V.36)$$

V.9.2 Différentes formes de courbe de remous

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule (V-15) on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = K \quad (V.37)$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n \quad (V.38)$$

Donc l'équation (VI-37) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (V.39)$$

Avec : $Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S/B}$ (V.40)

$J_f = i =$ pente de fond

D'autre par :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (V.41)$$

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

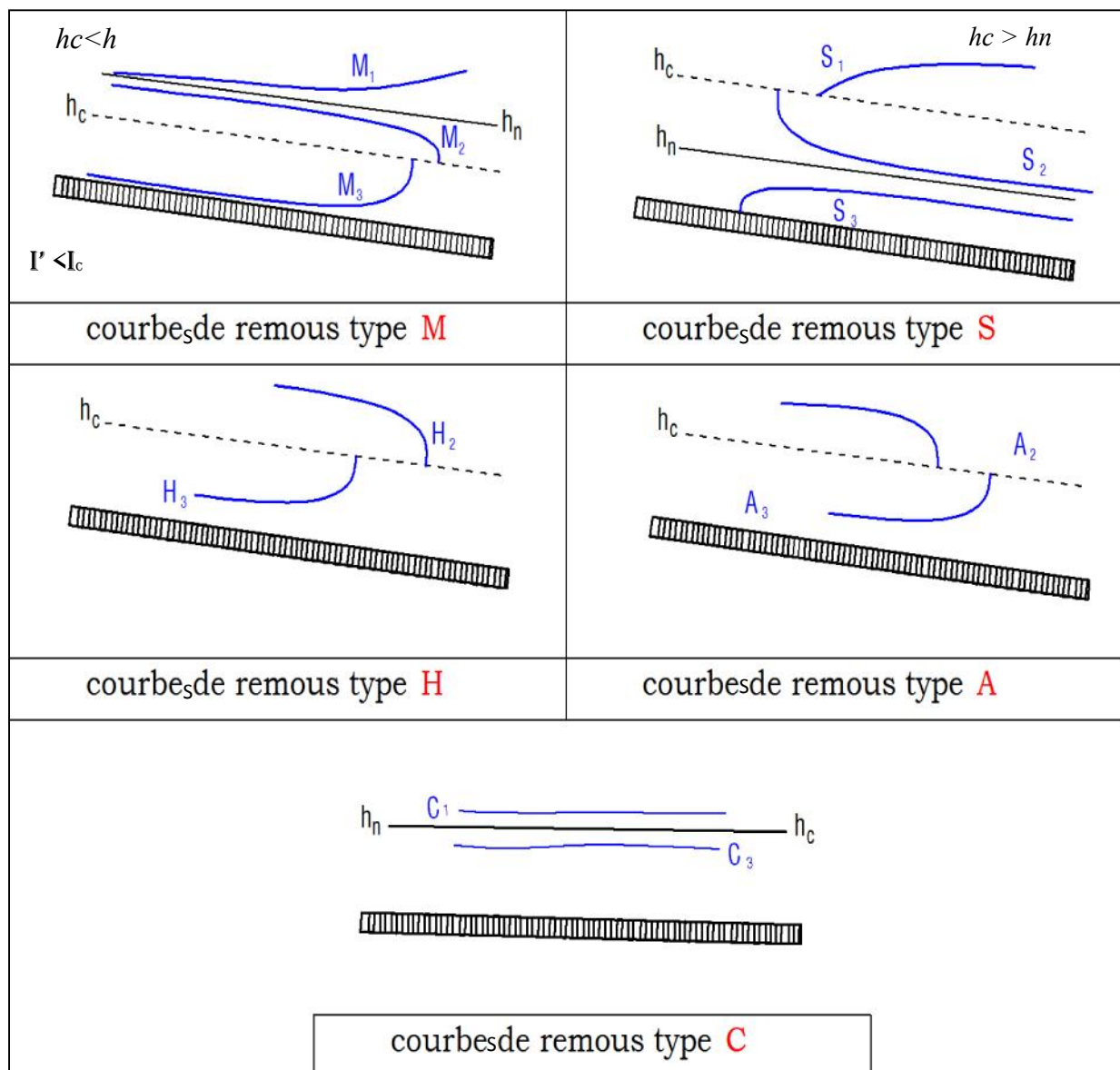


Figure V.08 Différentes formes de courbes de remous

Tableau V.02 Différentes formes de courbes de remous

Conditions	$(K_n/K) = (h_n/h)$	Signe de numérateur	$Fr = (hc/h_n)$	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx	Nom de la courbe
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	M1
$i < i_c$	< 1	+	> 1	-	-	
$h_n > h_c$	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	S1
$i > i_c$	< 1	+	> 1	-	-	S2
$h < h_c$	> 1	-	> 1	-	+	S3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	C1
$i = i_c$	> 1	-	> 1	-	+	C3
$h_n = h_c$						
$i = 0$		-	< 1	+	-	H2
$h_n \rightarrow \infty$		-	> 1	-	+	H3
$i < 0$		-	< 1	+	-	A2
$h_n \rightarrow \infty$		-	> 1	-	+	A3

V.9.3 Calcul du ressaut

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $F_r > 1$ (amont), au régime sous critique $F_r < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($H_{RH} = H_{S2} - H_{S1}$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).
- La longueur approximative du ressaut (L_{RH}).

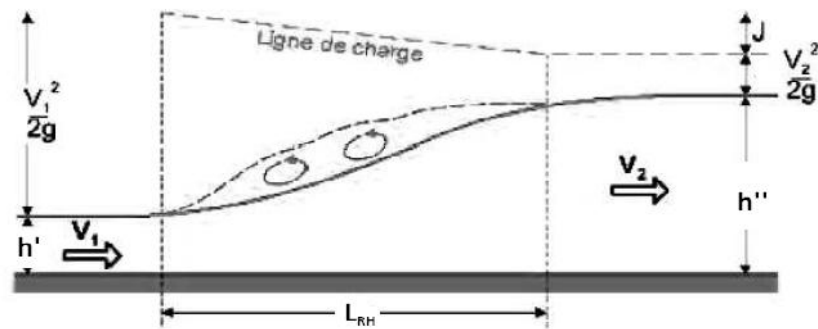


Figure V.09 Schéma d'un ressaut hydraulique

Selon le nombre de FROUDE " Fr ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. :

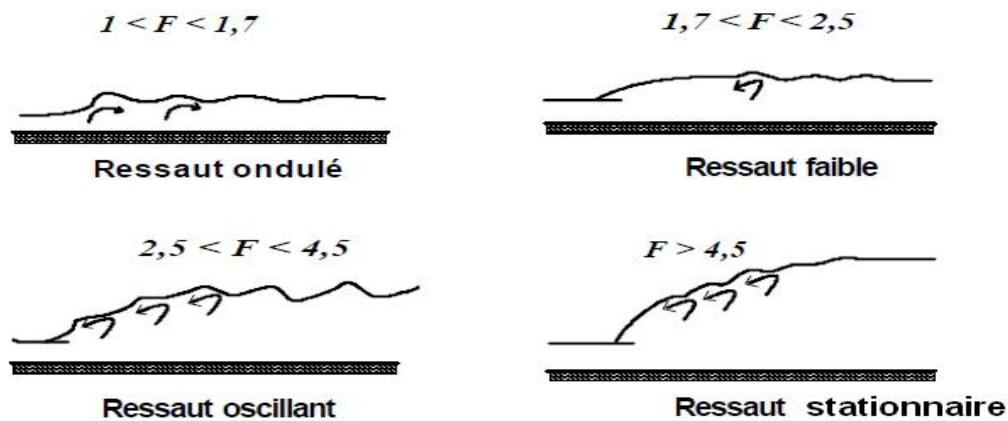


Figure V.10 Typologie des ressauts

Tableau V.03 Différents types de ressaut

Type de ressaut	Valeurs de Fr	Observation
· Prés ressaut (ressaut ondulé)	$1 \div 1,7$	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique h_{cr}
· Un ressaut faible	$1,7 \div 2,5$	Des petits rouleaux apparaissent
· Un ressaut oscillant	$2,5 \div 4,5$	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
· Un ressaut stationnaire	$4,5 \div 9$	Forte dissipation d'énergie
· Un ressaut fort	> 9	Jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

Si le nombre de FROUDE "**Fr**" est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement, un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

V.9.4 Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (VI-33).

On peut distinguer pour cela 3 method de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Dans notre cas, on utilise le logiciel **HEC-RAS VERSION 4.1.0** développé *US ARMY CORPS OF ENGINEERS*, en lui introduisant les données nécessaires à savoir:

- Les sections en travers de l'Oued
- Le debit maximum de crue
- La pent entre les sections
- Le coefficient de Manning

V.9.5 Définition Logiciel HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) (Figure VI.08) est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE (Version 4.1.0 Jan 2010). Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. HEC-RAS est doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations. Il peut traiter des cas complexes, et il est disponible en freeware.

HEC-RAS résout les problèmes des écoulements à surface libre permanent ou non-permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout l'équation de l'énergie unidimensionnelle, les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. Pour les écoulements débordants, la section totale est divisée en sous-sections

homogènes en terme de forme et de rugosité, et chaque débit partiel est calculé selon la “Divided Channel Method” à l’aide de la formule de Manning-Strickler.

V.9.6 Banque de données nécessaires à l’application du code de calcul HEC-RAS

L’application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons d’oued considérés

1. Les données géométriques relatives à chaque section :

- ✓ le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude;
- ✓ les coefficients de rugosité lits mineur et majeur;
- ✓ les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, rive droite, axe du lit mineur;

2. Les données de l’écoulement (débits de projet) et les conditions aux limites ;

3. Plusieurs singularités représentées par les différents ouvrages (hydrauliques ou ouvrages d’art) existants à travers l’oued El-Abadia.

Les sources et le choix judicieux de toutes ces données sont présentés en détails dans la Partie de calcul.

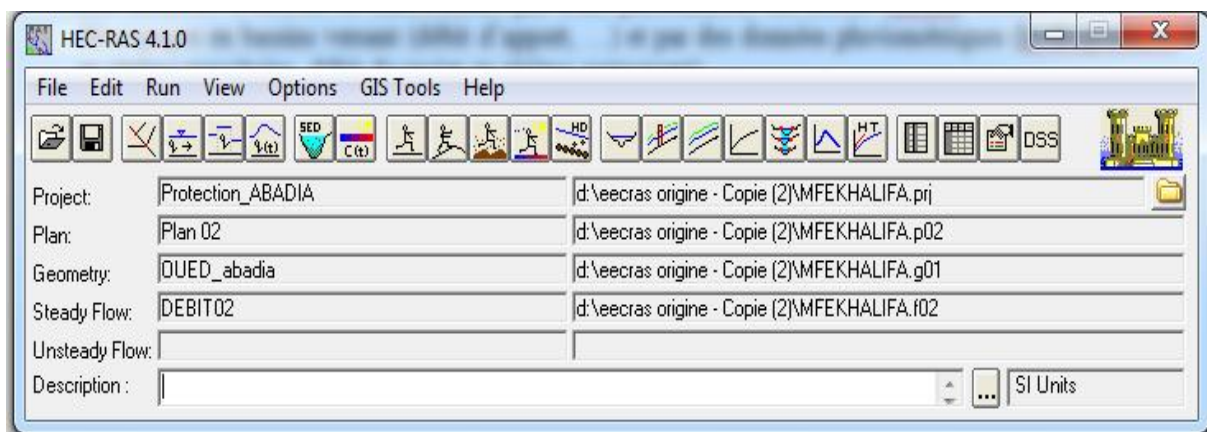


Figure V.11 Fenêtre d’accueil du logiciel HEC-RAS

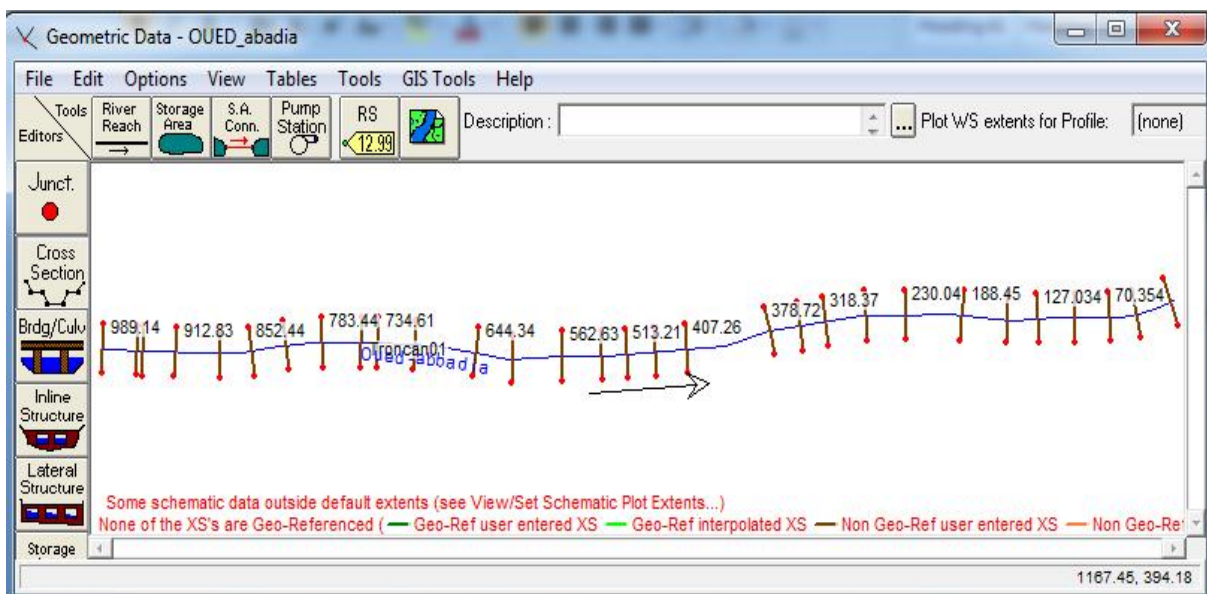


Figure V.12 Définition du tracé de l’oued et des sections

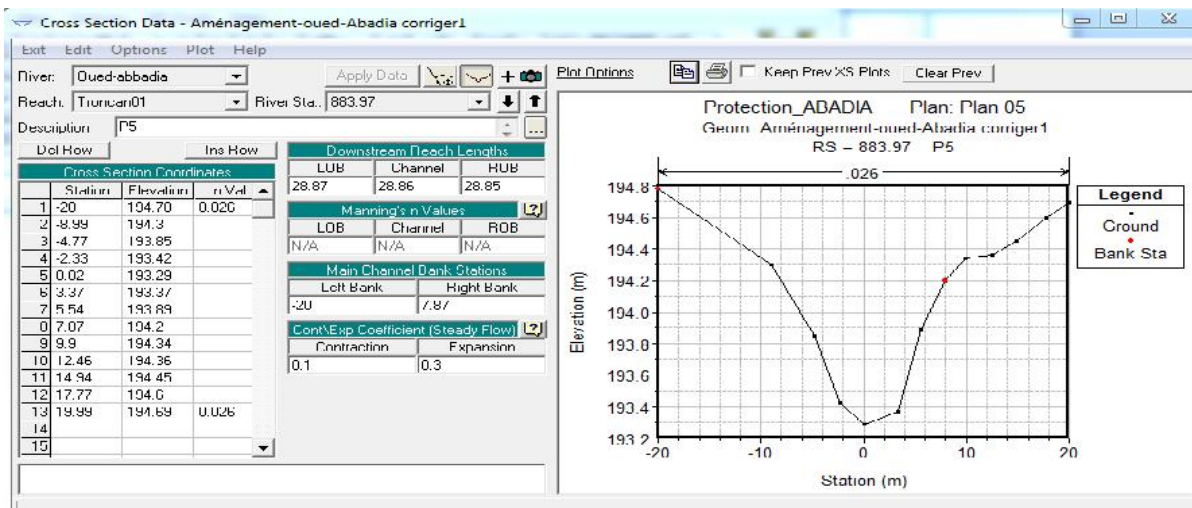


Figure V.13 Sections en travers de l'Oued

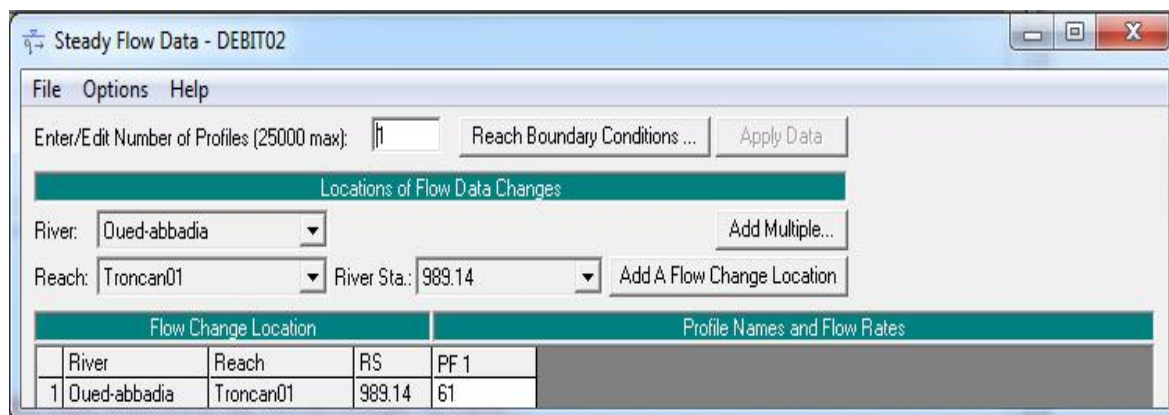


Figure V.14 Définition de la crue et des conditions aux limites

V.9.7 Simulation de l'Oued EL-ABADIA à son état naturel

Dans des projets hydraulique comme la protection des villes contre les crues des oueds, situé dans ou à proximité de la ville, une étude de l'état naturel de l'oued dans le cas des crues fréquentiels s'impose au but de déterminer les points de débordement ou en général la délimitation de la zone inondable, afin d'envisager les solutions les plus adéquate pour le projet de protection.

Dans notre cas on a recours à la simulation hydraulique de notre oued grâce au logiciel HEC-RAS (version 4.110 Jan 2010), on s'appuyant sur les données de bases cité déjà.

Oued El-Abadia passe à côté de la ville sur une longueur de 989 m, ce dernier sera découper en 30 profils en travers, afin d'avoir une bonne simulation.

L'estimation de la rugosité de Manning est souvent très délicate, dans notre projet nous avons un coefficient de rugosité pour l'état naturel et pour l'état d'un canal trapézoïdal respectivement 0.026 ; 0.0134.

Les résultats de la simulation HEC-RAS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.05. Les résultats de la simulation de l'oued à l'état naturel

Section (N° Profil en travers)	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Froude	Obser
	(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)		
989,14	61	192.82	194.86	194.86	195.74	0.002	4.17	1.0	CRIT
983,66	61	192.62	194.38	194.66	195.63	0.0034	4.95	1.28	TOR
954,16	61	192.34	193.88	194.38	195.56	0.0051	5.74	1.57	TOR
912,83	61	192.28	193.96	194.32	195.34	0.0039	5.2	1.37	TOR
883,97	61	191.75	193.22	193.79	195.09	0.0060	6.07	1.69	TOR
852,44	61	191.08	192.38	193.36	194.83	0.0088	6.92	2.04	TOR
819,11	61	190.5	191.74	192.66	194.49	0.0105	7.35	2.22	TOR
783,44	61	189.3	190.4	191.34	193.98	0.0156	8.39	2.68	TOR
768,72	61	189.25	190.47	191.29	193.29	0.0109	7.43	2.25	TOR
734,61	61	189.1	190.33	191.14	193.12	0.0108	7.41	2.24	TOR
678,47	61	189.5	191.45	191.54	192.43	0.0024	4.38	1.08	TOR
644,34	61	189.1	190.73	191.15	192.21	0.0043	5.38	1.43	TOR
598,5	61	188.8	190.34	190.85	192.03	0.0052	5.75	1.57	TOR
562,63	61	188.3	189.73	190.35	191.73	0.0066	6.27	1.77	TOR
539,53	61	187.6	188.89	189.65	191.4	0.0092	7.02	2.08	TOR
513,21	61	187	188.2	189.05	191.12	0.0115	7.56	2.31	TOR
484,7	61	186.12	187.23	188.17	190.72	0.0150	8.27	2.62	TOR
407,26	61	185.04	186.07	187.09	190.17	0.0191	8.97	2.95	TOR
378,72	61	182.85	183.82	184.9	188.49	0.0232	9.57	3.23	TOR
355,02	61	182.35	183.34	184.4	187.79	0.0215	9.34	3.12	TOR
318,37	61	180.65	181.55	182.7	187.08	0.0299	10.42	3.65	TOR
281,71	61	179.62	180.52	181.67	185.97	0.0292	10.34	3.61	TOR
230,04	61	178.59	179.5	180.64	184.89	0.0288	10.28	3.58	TOR
188,45	61	178.55	179.64	180.6	183.28	0.0159	8.45	2.71	TOR
161,07	61	178.45	179.67	180.5	182.49	0.0109	7.43	2.25	TOR
127,034	61	178.3	179.58	180.35	182.13	0.0094	7.08	2.1	TOR
94,854	61	178.3	179.75	180.35	181.69	0.0063	6.18	1.74	TOR
70,354	61	177.6	178.89	179.65	181.39	0.0092	7.2	2.07	TOR
31,764	61	177.3	178.57	179.35	181.15	0.0096	7.11	2.12	TOR
0	61	176.35	177.51	178.4	180.66	0.0129	7.87	2.44	TOR

E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie**W.S Elev :** Altitude du plan d'eau calculé**Min Ch. El :** Altitude du radier du canal**Velc hnl :** Vitesse d'écoulement**Top Width :** Largeur au miroir**E.G slope :** Pente de la ligne d'énergie**Froude # chl :** Nombre de Froude**Flowarea :** Section mouillée

Les figures de la simulation sont dans les **Annexes N°03.A.**

Le profil en long pour la simulation a l'état naturel représenté dans la figure suivante

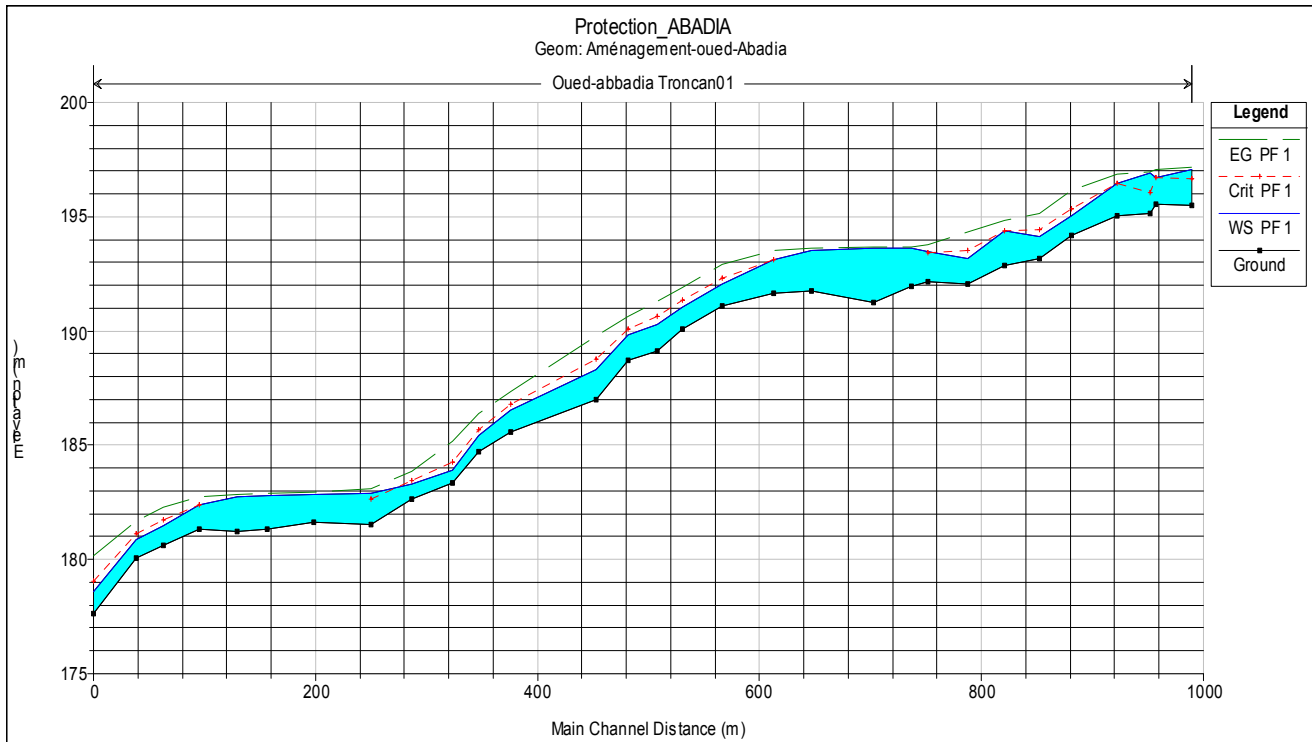


Figure V.15 Le profil en long d'oued El-Abadia a l'état naturel

V.10 Conclusion

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum $Q_{\max}$ est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale.

A la fin de notre chapitre on a ressorti un écoulement torrentiel. Ceci engendre des vitesses importantes pour des hauteurs d'eau inférieures à la hauteur critique.



VI.1 INTRODUCTION

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, composés de l'étude géologique et en fonction de l'analyse de la zone d'étude, des schémas seront proposés. Le but de cette étude, est de bien protéger la ville d'EL-ABADIA contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles. Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées au terrain avec ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

Parmi les propositions d'aménagement, plusieurs variantes sont souvent utiliser dans les projets d'aménagement et de protection contre les crues, dans ce qui suit on s'intéresse aux variantes les plus réalisable ;

Première variante : protection avec un canal trapézoïdale (à ciel ouvert) en béton armé.

Deuxième variante: protection avec une digue en terre en matériaux locaux.

VI.2 Première variante d'aménagements

On propose comme première variante un aménagement de l'oued en un canal trapézoïdal de dimension à déterminer grâce à une simulation dans le logiciel HEC-RAS, la faible pente du thalweg naturel, va nous conduire à un canal de dimension importante, sur tout son Cheminement dans les limites du tronçon étudié, Ce canal traverse suivant une ligne droite le chemin au niveau du dalot existant.

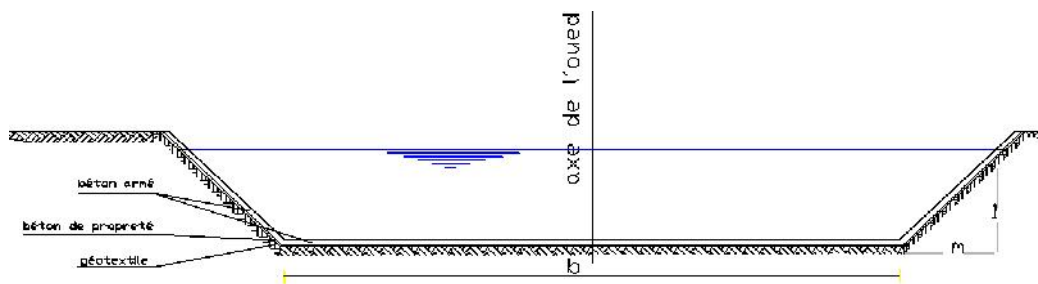


Figure VI.1 : Variante N° 1 canal avec section trapézoïdale en béton armé

VI.3 Choix des paramètres de dimensionnement

a) Choix de la valeur du coefficient de rugosité K_s de la formule Manning-Strickler

Comme on opté pour une section trapézoïdale en béton armé, le coefficient de rugosité, n , est de l'ordre de $0.013(s/m^{1/3})$, la formule $K_S = \frac{1}{n}$ (K_S coefficient de Strickler). Alors on aura $K_S=75$.

b) Dimensionnement du canal trapézoïdal

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont:

Largeur du fond $b = 6m$;

Hauteur du canal $H = 3m$;

Fruit de talus $m = 0,577$; (la section la plus avantageuse)

c) Marge de sécurité dans les canaux

Dans les canaux à surface libre une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité, au-dessus de la ligne d'eau calculée, afin de tenir compte : de l'accumulation de dépôts solide ; de la croissance de la végétation et des vagues provoqué par le vent, etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0.30 m, pour les petits canaux, et 0.6 à 1.20 m pour les grands canaux, il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications .Pour le dimensionnement de notre canal la marge de sécurité, ΔH choisie est de l'ordre de 1m.

Le calcul sera effectué à l'aide du logiciel de simulation HEC-RAS (version 4.1.0 Jan 2010).

Les résultats de calcul sont introduits dans le tableau suivant :

Tableau VI.01. Les résultats de la simulation de l'oued en canal trapézoïdal

Section (N° Profil en travers)	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
	(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m²)	(m)	
989,14	61	195,52	197,05	196,68	197,18	0,0018	1.61	38.41	39.55	0.52
983,66	61	195,54	196,71	196,71	197,06	0,0076	2.61	23.37	33.92	1
954,16	61	195,12	196,89	196,04	196,95	0,0005	1.04	58.55	40	0.27
912,83	61	195,02	196,48	196,48	196,88	0,0076	2.8	21.79	27.97	1.01
883,97	61	194,2	195,02	195,34	196,14	0,0550	4.68	13.03	34.41	2.43
852,44	61	193,16	194,14	194,45	195,14	0,0225	4.43	13.77	20.28	1.72
819,11	61	192,88	194,4	194,4	194,82	0,0072	2.88	21.19	25.27	1
783,44	61	192,04	193,17	193,53	194,33	0,0277	4.78	12.75	19.61	1.89
768,72	61	192,18	193,49	193,43	193,76	0,0062	2.31	26.41	38.49	0.89
734,61	61	191,94	193,62	193,24	193,68	0,0005	1.06	57.51	40	0.28
678,47	61	191,22	193,61	193,49	193,66	0,0004	0.98	61.97	39.71	0.25
644,34	61	191,76	193,53	192,98	193,62	0,001	1.33	45.99	40	0.39
598,5	61	191,64	193,13	193,13	193,52	0,0076	2.74	22.28	29.62	1.01
562,63	61	191,09	192,04	192,3	192,89	0,0244	4.1	14.89	26.34	1.74
539,53	61	190,1	191,07	191,35	191,92	0,0301	4.1	14.87	30.63	1.88
513,21	61	189,13	190,3	190,63	191,29	0,0241	4.4	13.85	21.69	1.76
484,7	61	188,7	189,84	190,07	190,65	0,0201	3.99	15.27	24.86	1.63
407,26	61	187,01	188,29	188,75	189,79	0,0379	4.43	11.24	17.99	2.19
378,72	61	185,6	186,55	186,81	187,36	0,0225	3.99	15.27	26.37	1.68
355,02	61	184,71	185,4	185,67	186,4	0,0542	4.42	13.81	39.63	2.39
318,37	61	183,33	183,93	184,27	185,15	0,0491	4.9	12.46	28.19	2.35
281,71	61	182,64	183,31	183,46	183,85	0,0201	3.25	18.74	40	1.52
230,04	61	181,54	182,9	182,65	183,08	0,0031	1.87	32.58	38.92	0.65
188,45	61	181,64	182,83	181,28	182,95	0,0016	1.52	40.25	40	0.48
161,07	61	181,34	182,78	181,51	182,89	0,0012	1.45	41.99	36.11	0.43
127,034	61	181,25	182,75	182,62	182,85	0,0012	1.38	44.15	40	0.42
94,854	61	181,35	182,41	182,41	182,74	0,0079	2.57	23.76	36.09	1.01
70,354	61	180,63	181,47	181,73	182,29	0,0225	4.03	15.13	25.63	1.67
31,764	61	180,07	180,86	181,1	181,67	0,0286	3.98	15.32	31.93	1.84
0	61	177,63	178,61	179,05	180,17	0,0488	3.54	11.01	20.79	2.43

Min Ch. El : Altitude du radier du canal	Velc hnl : Vitesse d'écoulement
E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie	W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé
Top Width : Largeur au miroir	E.G slope : Pente de la ligne d'énergie
Froude # chl : Nombre de Froude	Flowarea : Section mouillée

Les figures de simulation son dans l'Annexe N° 03.B.

On constate que le régime torrentiel domine le long de notre canal. Alors qu'on remarque un régime critique au niveau du premier méandre (profil N°989.14).

Les vitesses d'écoulement varient entre 4 à 10 (m/s), sachant que la vitesse critique d'écoulement dans un canal pareil (trapézoïdal en béton armé) est de (6 à 10 m/s)

Sauf pour les tronçons N°21,22 et 23, où la vitesse dépasse légèrement la vitesse limite, dans ce cas on peut proposer des remèdes :

- Rampes de blocs (macro rugosité)
- Elargissement local du cours d'eau
- Stabilisation avec éléments en béton (prismes, tétrapodes, etc.)
- Enrochements.

VI.4 Travaux de terrassement

Après avoir calculer les dimensions du canal à projeter le logiciel HEC-RAS nous permet d'avoir les volumes du terrassement qui sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau.VI.2 Estimation des Travaux de terrassement

N°profil	Les sections	S déblais (m ²)	Longueur (m)	Volume des déblais (m ³)	Volume des remblais
P1-P2	989,14 à 983,66	10,62	5,48	58,19	0
P2-P3	983,66 à 954,16	15,35	29,5	452,82	0
P3-P4	954,16 à 912,83	16,35	41,33	675,74	0
P4-P5	912,83 à 883,97	12,85	28,86	370,85	0
P5-P6	883,97 à 852,44	13,25	31,53	417,77	0
P6-P7	852,44 à 819,11	15,27	33,33	508,94	0
P7-P8	819,11 à 783,44	14,78	35,67	527,20	0
P8-P9	783,44 à 768,72	19,23	14,72	283,06	0
P9-P10	768,72 à 734,61	12,52	34,11	427,05	0
P10-P11	734,61 à 678,47	16,98	56,14	953,25	0
P11-P12	678,47 à 644,34	14,79	34,13	504,78	0
P12-P13	644,34 à 598,5	19,63	45,84	899,83	0
P13-P14	598,50 à 562,63	17,85	35,87	640,27	0
P14-P15	562,63 à 539,53	16,32	23,1	376,99	0
P15-P16	539,53 à 513,21	15,2	26,32	400,06	0
P16-P17	513,21 à 484,70	17,3	28,51	493,22	0
P17-P18	484,70 à 407,26	18,2	77,44	1409,40	0
P18-P19	407,26 à 378,72	21,6	28,54	616,46	0
P19-P20	378,72 à 355,02	20,68	23,7	490,11	0
P20-P21	355,02 à 318,37	19,36	36,65	709,54	0
P21-P22	318,37 à 281,71	18,79	36,66	688,84	0
P22-P23	281,71 à 230,04	16,32	51,67	843,254	0
P23-P24	230,04 à 188,45	17,58	41,59	731,15	0
P24-P25	188,45 à 161,07	14,13	27,38	386,87	0
P25-P26	161,07 à 127,03	13,52	34,04	460,22	0
P26-P27	127,03 à 94,85	18,32	32,18	589,53	0
P27-P28	94,85 à 70,35	12,57	24,5	307,96	0
P28-P29	70,35 à 31,76	19,12	38,59	737,84	0
P29-P30	31,76 à 0	17,52	31,76	556,43	0

TOTAL:

Déblais: 16518 m³Remblais: 0 m³*VOLUME NET: 16518 m³***VI.5 Travaux de génie civil**

Une estimation du devis de notre projet nécessite une estimation des travaux de génie civil, à partir des dimensions de notre canal pour chaque section on a pu avoir le volume du béton armé de notre projet

Volume béton armé = 1286 m³.

VI.5.1 Devis de la première variante

A partir des volumes des travaux on peut conclure un devis estimative pour la première variante

Tableau Tableau VI.03 Devis de la première variante

VI.03 Devis de la première variante

Désignation	Travaux Aménagements	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblais	m ³	16518	900.00	14866200.00
Canal	Béton Armé	m ³	1268	32000.00	40576000.00
	Le montant total				55442200.00

VI.5.2 Deuxième variante d'aménagements

On propose comme un deuxième aménagement de protection l'endiguement (digue de protection) pour protéger la zone d'équipements (habita, équipements) assez proche de l'oued, située en rive droite contre le débordement certain de l'oued en cet endroit.

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages dont au moins une partie est construite en élévation au dessus du niveau du terrain naturel et destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau afin de protéger des zones naturellement inondables. Les digues de protection contre les inondations constituent le deuxième grand type de digues. On trouve ces digues essentiellement le long des cours d'eau, parfois positionnées directement en contact avec la berge, ou éloignées de plusieurs mètres, ou plus (quelques centaines de mètres), de celle-ci (Figure. V.17) (SERRE- 2005).

Il existe un type particulier de digues de protection contre les inondations : les digues de ceinture. Elles ont la particularité d'entourer, totalement ou partiellement, une zone à enjeux (ville, village, hameau...) en se rattachant à flanc de coteau.

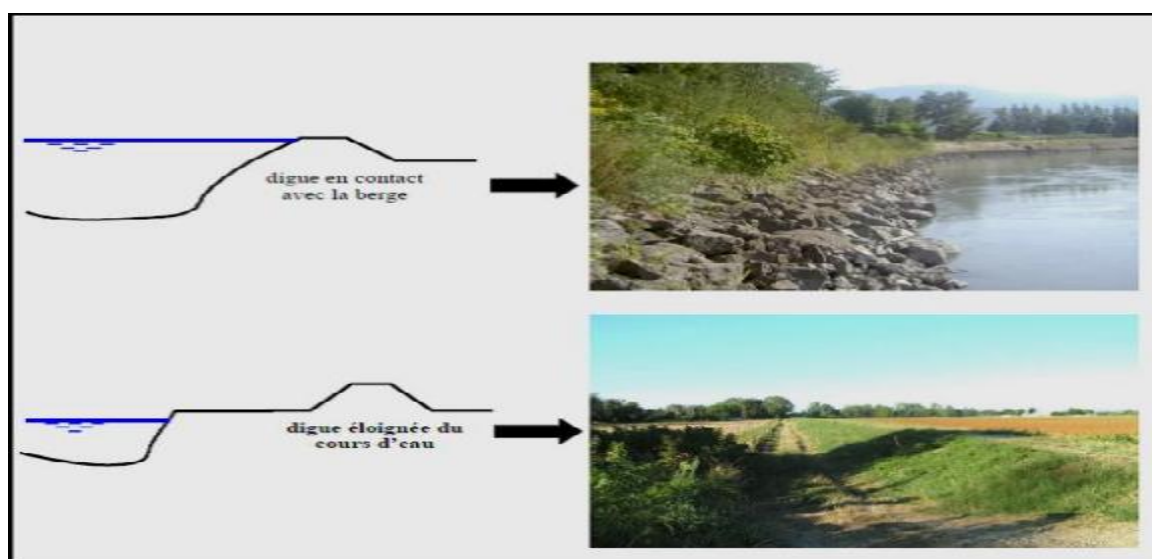


Figure VI.2: Positionnement de la digue par rapport aux cours d'eau [SERRE ,2005].

Il s'agit d'aménagement longitudinal le long des berges qui sert à protéger de l'inondation des zones où sont présents des enjeux importants (habitations, zones commerciales industriels....etc).

Les digues sont des ouvrages dont au moins une partie est construite au dessus du niveau du terrain naturel destinés à contenir le flux d'eau dans les périodes de crue de protéger les zones inondable (SERRE, 2005).

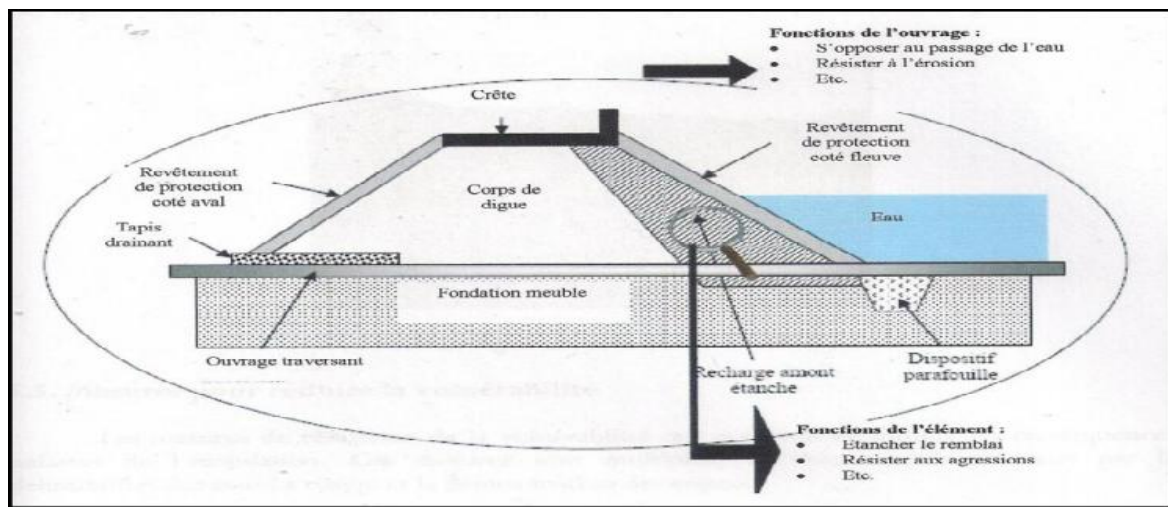


Figure VI.3 : Schéma de digue (SERRE, 2005).

Le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée peut être décrit comme suit :

- ✓ A la montée de crue, la rivière déborde de son lit.
- ✓ La digue limite les crues relativement fortes mais elle surélève la ligne d'eau là où la présence des digues conduit à rétrécir sensiblement la largeur de lit naturel.
- ✓ Dans le cas des fortes crues, le rôle des digues est limité et la vallée sera complètement inondée.

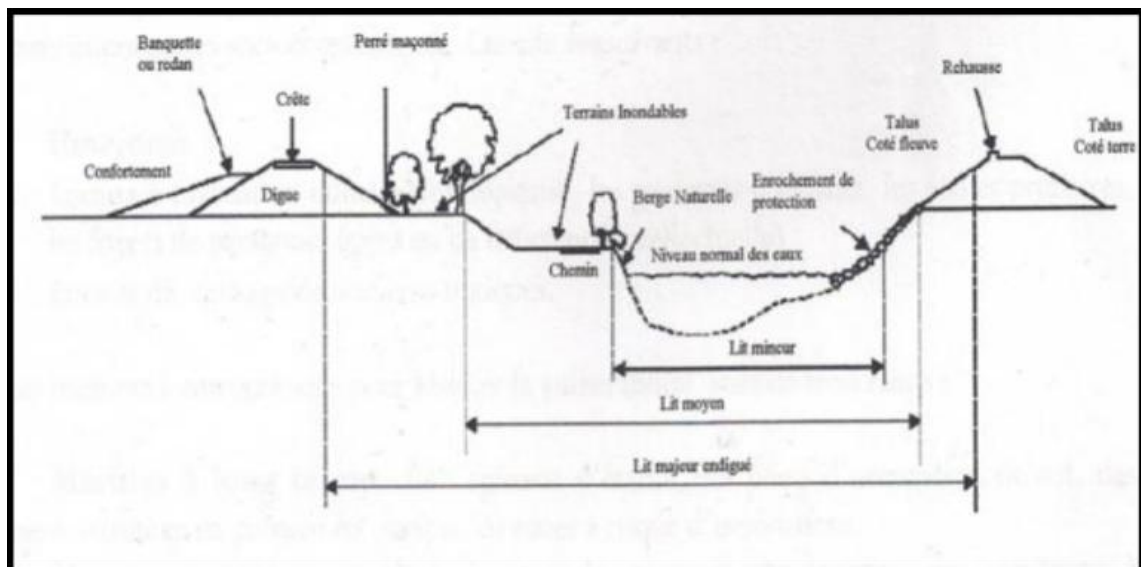


Figure VI.4: Vallée endiguée (Meriaux, 2004)

VI.6 Caractéristiques des digues de protection contre les inondations

VI.6.1 Fonctionnement d'un système endigué

On peut décrire le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée (Figure V.19) de la façon suivante :

- ✓ Lors d'une crue, la rivière déborde de son lit mineur et inonde progressivement le lit majeur endigué (SERRE ,2005)
- ✓ l'endiguement limite l'emprise de l'inondation pour les crues faibles et moyennes, mais il surélève la ligne d'eau là où la présence des digues conduit à rétrécir sensiblement la largeur du lit naturel (c'est très souvent le cas dans la traversée des villes)
- ✓ l'écêtement (phénomène qui amortit les débits maximaux par inondation d'espaces en lit majeur) est, de ce fait, limité lors des crues courantes
- ✓ les zones protégées par des digues peuvent, dans certains cas, être inondées par le remous du fleuve à sa jonction avec un affluent, ou par les ruissellements issus de bassins versants latéraux dont les exutoires au fleuve se trouvent saturés, ou encore par remontée de la nappe phréatique
- ✓ on aménage parfois des déversoirs qui permettent
 1. de protéger la digue contre le déversement.
 2. l'écêtement de la crue en permettant l'inondation d'une zone à enjeux limités
- ✓ pour les crues extrêmes, l'ensemble de la vallée est inondée, soit à la suite du fonctionnement des déversoirs, soit par des ruptures de digues ; le fleuve ou la rivière recouvrent ainsi l'ensemble de leur lit majeur, comme en l'absence de protections.

VI.6.2 Calcul de la hauteur de la diguette

La hauteur de la diguette est déterminée à partir de la ligne d'eau pour la crue de projet (crue de période de retour 100 ans) prise en compte dans l'aménagement, à laquelle on rajoute une revanche d'environ cinquante centimètres (50cm), pour la prémunir de l'effet des vagues.

Le calcul de la hauteur de la diguette se fait en prenant en considération les hauteurs de la surface de l'eau associées aux stations de la berge gauche du lit mineur. Le calcul de la hauteur de la diguette pour chaque section de calcul est donné par la formule suivante :

$$H_{diguette} = WS + \frac{V^2}{2g} + R \quad (VI.01)$$

Avec :

$H_{diguette}$: Hauteur de la diguette à une station d'une section donnée (m)
 WS : Surface de la ligne d'eau au niveau de la même station (m)
 V : vitesse moyenne de l'eau au niveau de la même station (m/s)
 R : Revanche des hautes eaux égale à 0.5 m

Le tableau. VI.4 donne la hauteur de la diguette à chaque station.

Tableau VI. 4 Calcul de la hauteur de la diguette

Station N°	Altitude du fond (m)	Vitesse (m/s)	WS(H _{EAUX}) (m)	H _{digue} (m)	Cote finale de la diguette (m)
989,14	195,52	1,61	1,53	2,16	197,68
983,66	195,54	2,61	1,17	2,02	197,56
954,16	195,12	1,04	1,77	2,33	197,45
912,83	195,02	2,8	1,46	2,36	197,38
883,97	194,2	4,68	0,82	2,44	196,64
852,44	193,16	4,43	0,98	2,48	195,64
819,11	192,88	2.88	1,52	2,44	195,32
783,44	192,04	4.78	1,13	2,79	194,83
768,72	192,18	2.31	1,31	2,08	194,26
734,61	191,94	1.06	1,68	2,24	194,18
678,47	191,22	0.98	2,39	2,94	194,16
644,34	191,76	1.33	1,77	2,36	194,12
598,5	191,64	2.74	1,49	2,37	194,01
562,63	191,09	4.1	0,95	2,31	193,40
539,53	190,1	4.1	0,97	2,33	192,43
513,21	189,13	4.4	1,17	2,66	191,79
484,7	188,7	3.99	1,14	2,45	191.15
407,26	187,01	5.43	1,28	3,28	190,29
378,72	185,6	3.99	0,95	2,26	187,86
355,02	184,71	4.42	0,69	2,19	186,90
318,37	183,33	4.9	0,6	2,32	185,65
281,71	182,64	3.25	0,67	1,71	184,35
230,04	181,54	1.87	1,36	2,04	18,58
188,45	181,64	1.52	1,19	1,81	183,45
161,07	181,34	1.45	1,44	2,05	183,39
127,034	181,25	1.38	1,5	2,10	183,35
94,854	181,35	2.57	1,06	1,90	183,25
70,354	180,63	4.03	0,84	2,17	182,80
31,764	180,07	3.98	0,79	2,10	182,17
0	177,63	5.54	0,98	3,04	180,67

Selon les résultats si dessus La hauteur d'eau maximale calculée est de 3,04 m. Donc nous pouvons envisager une hauteur finale de la diguette égale à **3,5 m**. La diguette sera une diguette rapprochée de la berge de l'oued compte tenu de la localisation très rapprochée aussi des habitations.

Pour des raisons de norme de réalisation la hauteur de la diguette est fixée à 3.5m.

VI.6.2.1 Calcul de la largeur de la crête

Cette dernier est calculer par différentes formules empirique, et dans notre choix on opte à celle la plus adéquate à notre projet, soit du côté réalisation soit du côté importance de notre ouvrage.

- Formule de KNAPEEN : $b_{cr} = 1,65\sqrt{H_d} \Rightarrow b_{cr} = 3,1 \text{ m}$ (VI.02)

- Formule de E. F.PREECE: $b_{cr} = 1,1\sqrt{H_d} \Rightarrow b_{cr} = 2,06 \text{ m}$ (VI.03)

On opte pour la largeur en crête de **3m** vu que notre diguette ne dépasse pas les 3.5m.

VI.6.2.2 Le choix des fruits de talus amont et aval

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

Le tableau 3 donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau. VI.5 quelque valeur indicative des pentes des talus

Hauteur du diguette	Type de diguette	fruit	
		amont	aval
0 < H < 5	Homogène. A Zone.	2.5	2
		2	2
5 ≤ H < 10	Homogène (granulométrie étendue). Homogène à fort pourcentage d'argile. A Zone.	2	2
		2.5	2.5
		2	2.5

VI.6.3 Le devis estimatif

Tableau VI.6. Devis de la deuxième variante

Désignation	Travaux Aménagements	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Remblais	m ³	37649	1500.00	56473500.00
	Le montant total				56473500.00

Tant que la hauteur de notre diguette ne dépasse pas les 3.5m et construite en matériaux locaux (Argile une diguette homogène), on opte pour le choix suivant :

Talus amont : m=2.5

Talus aval : m=2

NB : Un schéma explicatif de la diguette et ces dimensions est montré dans la planche N°04

VI.7 Conclusion

Après l'étude technico-économique des deux variantes, on a choisi la variante n° 1 qui consiste en la projection d'un canal trapézoïdal, car c'est la plus économique.



VII.1 Introduction

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts. L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient;
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée;
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

VII.2 : Installations du chantier

VII.2.1 Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...).

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4 Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage.

VII.3 Succession des opérations du chantier

a- Travaux préparatoires

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;

b- Exécution de l'ouvrage

- Excavation des tranchées ;
- Construction de l'ouvrage;

VII.4 : Technologie des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais nous utilisons un bulldozer et la pelle ;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne.
- Pour l'exécution des chargements nous utilisons un chargeur ;
- Pour le mélanger les matériaux de béton et transport le béton nous utilisons un Centrale à béton et un malaxeur ;

VII.7 : Planification**VII.7.1 : Définition**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste

- ✓ L'installation des postes de travail ;
- ✓ L'observation instantanée ;
- ✓ L'analyse des tâches ;
- ✓ Le chronométrage ;
- ✓ La définition des objectifs et des attributions ;
- ✓ La simplification des méthodes ;
- ✓ La stabilisation des postes de travail.

VII.7.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

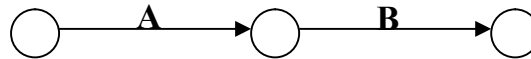
- ✓ Méthodes basées sur le réseau ;
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

VII.7.2.1 méthodes basées sur le réseau**A) Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- ✓ Réseau à flèches :

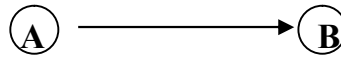
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

✓ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée

B) Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

1) Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

2) détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressés la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

3) Construction des graphes partiels :

4) Regroupement des graphes partiels :

5) Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage

6) Construction du réseau.

C) Différentes méthodes basées sur le réseau

i. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

ii. Method P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

iii. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- 1 Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- 2 Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- 3 Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.7.2.2 Méthodes basées sur le graphique

✓ Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

✓ Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.7.3 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

1) Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

2) Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

3) relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

4) Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

VII.7.4 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VII.7.4.1 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

VII.7.5 Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux.

On découpe notre projet en 5 tançons, chaque tronçon de 200m longueur.

Ces taches sont les suivantes :

Tableau VII 01: les taches des travaux

OPERATION	SYMBOLE	DELAIS DE REALISATION (jours)
Décapage de la terre végétale	A	10
Excavation de la tranchée	B	30
Remblai en TVO (tout -venant)	C	10
Compactage	D	10
Lit de béton propriété	E	20
Démolition des gabionnages	F	15
Le bétonnage	G	60
Compactage des tranches des canaux	H	10

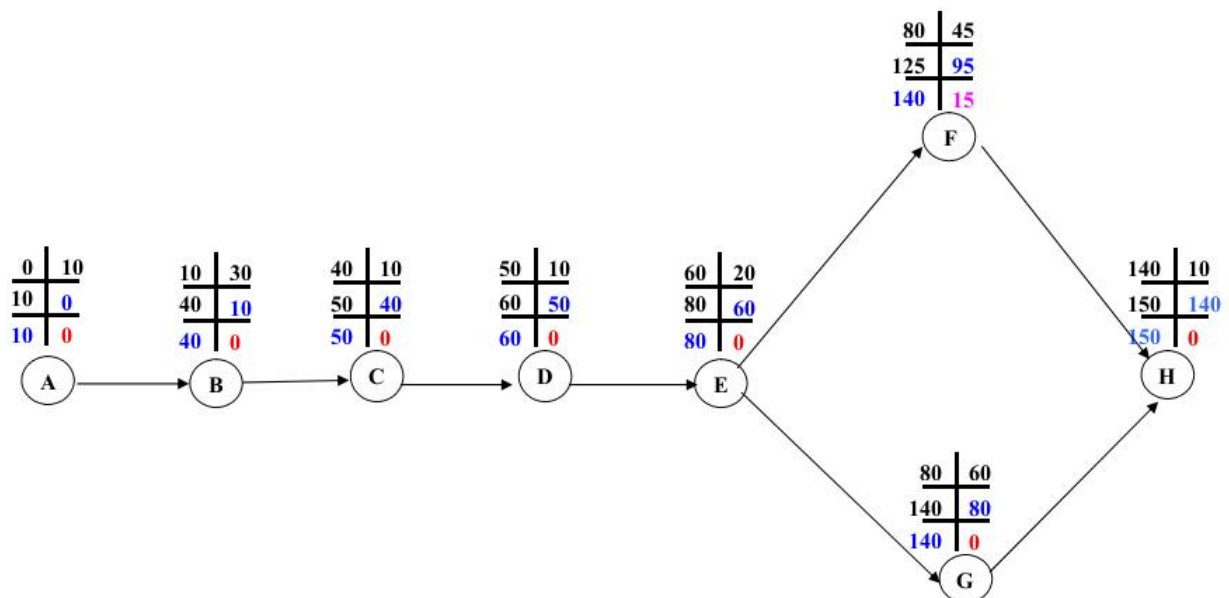


Figure 01 Réseau à nœuds

VII.7.6 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau.VII.2 Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P	
A	10	0	10	0	10	0
B	30	10	40	10	40	0
C	10	40	50	40	50	0
D	10	50	60	50	60	0
E	20	60	80	60	80	0
F	45	80	125	95	140	0
G	60	80	140	80	140	0
H	10	140	150	140	150	0

Le diagramme de GANTT est présenté dans la figure suivante :

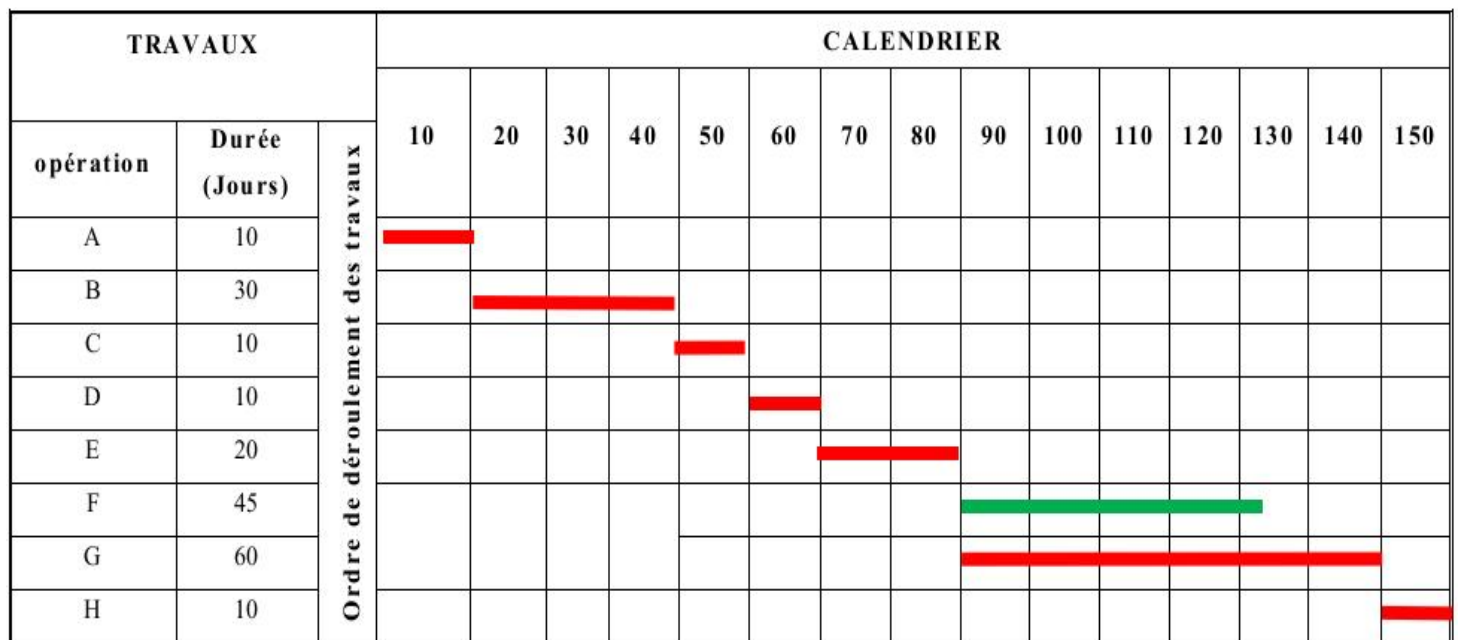


Figure VII.02 diagramme de GANTT

V.8 Conclusion

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le Commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout le volume des travaux nécessaire pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.



Conclusion Générale

Notre travail de mémoire de fin d'étude a porté sur le problème de l'inondation de la ville d'El-Abadia, très vulnérable à ce phénomène naturel. Tout au long des chapitres de ce mémoire, nous avons montré que les risques liés aux inondations dues aux débordements des cours d'eau sont basés essentiellement sur trois principaux concepts : topographiques, hydrologique et hydraulique.

Afin de bien comprendre un tel phénomène et vu la grandeur et la complexité de déterminer le débit de dimensionnement d'un bassin non jaugé et de protéger la ville d'El-Abadia, très vulnérable au phénomène d'inondation, nous étions amenés à suivre les étapes ci-dessous :

- ✓ Présentation de l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, climatiques et hydrologiques du bassin versant d'El-Abadia suivi par une synthèse des inondations les plus dévastatrices en Algérie.
- ✓ Les causes des inondations sont principalement dues à la force gravitaire (la pente du terrain) de l'eau en mouvement et au débit important qui caractérise la zone d'étude.
- ✓ Dans l'étude hydrologique il a été retenu le principe de prendre en compte le débit maximum donné par la modèle HEC-HMS avec la fonction de production SCS-CN, ceci due à l'absence d'une station hydrométrique dans l'Oued et à la fiabilité des formules empiriques dans la région.
- ✓ Pour la détermination de la zone inondable, seul le modèle de Saint-Venant monodimensionnel est pris en considération dans les calculs, et pour ce faire le logiciel HEC-RAS est utilisé.
- ✓ En outre, nous avons proposé deux variantes, l'une est un canal trapézoïdal en béton armé et l'autre est la diguette longitudinale. L'analyse hydraulique a révélé que la deuxième est plus concrète, même qui est la plus convergente vers l'aspect technico-économique.

Enfin, nous espérons que nous avons contribué par le biais de ce travail à remédier aux risques d'inondation de la ville d'El-Abadia et que l'entretien et la maintenance des ouvrages projetés seront pris en considération par les autorités locales, et cela afin d'assurer la longévité et le bon fonctionnement des équipements hydrauliques.

Références bibliographiques

Benaouadj, A. Contribution à l'étude des inondations dans la vallée du M'Zab (Wilaya de Ghardaïa). Mémoire de Magister. ENSH Algérie.2001.134p.

Boumessenegh, A. Les inondations dans la ville de BISKRA Causes et Impacts .Mémoire de Magister. Univ. de Batna Algérie.2007.120p.

Boukhlifa, M. Contribution à la modélisation de la relation "pluie débit" en absence de données hydrométriques : cas d'une zone urbaine (ville de Tipasa).Mémoire de Magister. ENSH Blida.2010.115p.

Graf W. H., altinakar M. S.Hydraulique fluviale : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux a géométrie, Volume 16, Traité de Génie Civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romanes.2000.628p.

Laborde, J.P.Eléments D'hydrologie De Surface .Université De Nice. Sophia Antipolis.2000.476p.

Lamas, J., (1993) Hydrologie générale. Principes et applications, 2 e édition.Gaétan Morin Editeur. Québec. Canada. 527p.

LEDOUX Bruno (2006) : « La gestion du risque inondation », Edition TEC et DO.

McCuen, R. H. Hydrologic analysis and design, 3rd edition. Pearson Prentice Hall. New Jersey. USA. 2004.859p.

Meriaux. P : « Les digues sèches, destinées à la protection contre les inondations »Thèse Doctorat.- (2004).

MEDD (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, Août 2004, 20 p,

MERABET Abbés (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.

MUSY André (2005) : « Hydrologie générale », Cours Virtuel de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Laboratoire d'Hydrologie et Aménagements(HYDRAM)Institut des Sciences et Technologies de l'Environnement (ISTE),

SERRE. D : « Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations ». Th Doctorat. Université De Marne-La-Vallée - (2005).

Soil Consvration Service (SCS) (1972) National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. SCS, US department of Agriculture. Washington, Etat-Unis

Touaibia, B. Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.2004.166p.

U.S. Army Corps of Engineers (2010a) . HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User’s Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

Yahiaoui A.(2012). Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l’oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

Références Sitographiques

<http://www.midi-pyrenees.ecologie.gouv.fr> Consulte le [12.07.2014]

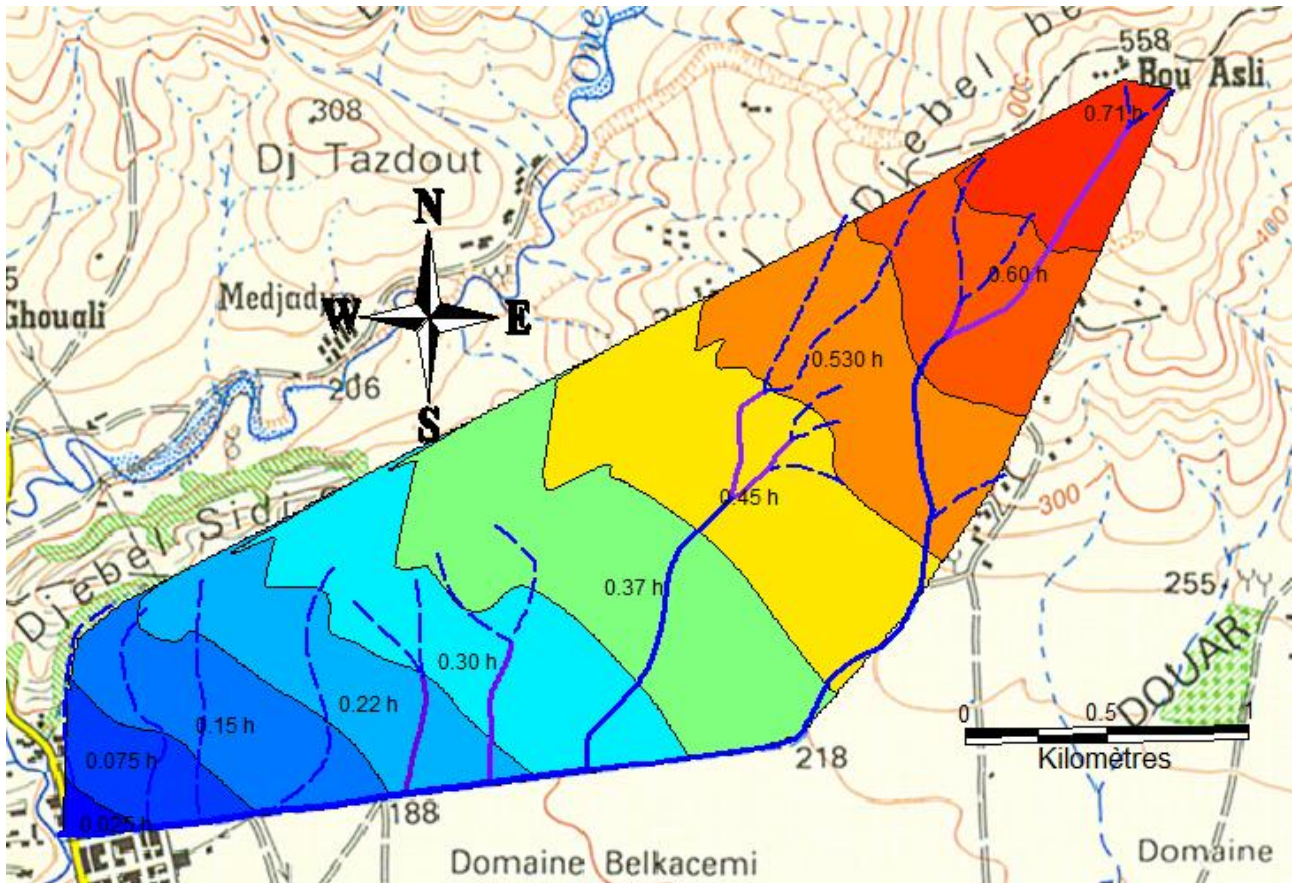
<http://www.geoportail.fr> Consulte le [26.08.2014]

<http://www.inondationthore.com> Consulte le [17.07.2014]

<http://www.notre-planete.info/www.prim.net> Consulte le [02.09.2014]

ANNEXE N° 01

Le tracé du réseau d'isochrones



ANNEXE N° 02.

Les résultats des essais géotechniques

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya de Ain Defla)

Coordonnées X= 409.534km Y= 331.780 km Z (m.n.g.a) =189.6 m

Fouille n° : FEA2

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
- - - -0.8 - 1 - - - - - 2 - - -2.8 - 3 - - - - 4 - - - 5 - - - 6	Argile noirâtre sèche		- -	0.5 – 0.8m	CL	
	Argile sableuse brune		 - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - -			

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya de Ain Defla)

Coordonnées X= 409.758 km Y= 331.660km Z (m.n.g.a)=186.7 m
Fouille n° : FEA3

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
- - - - 1	Cailloux graviers et sables		 o o o o o o o o o o o o o o o o o o	1 – 1.5m		CL
- - - - - - 2 - - - - 3	Argile sableuse brune peu compacte		- - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - -			
- - - - 4 - - - - - - 5 - - - - 6						

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya de Ain Defla)

X= 409.770km

Fouille n° : FEA4

Coordonnées

Y= 331.784 km

Z (m.n.g.a) =195 m

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
- 0.4	Argile dure noirâtre		- - - - - - - - - -	1 – 1.5m		CL
- 1	Argile sableuse		- - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - - -			
- 2						
- 3						
- 4						
- 5						
- 6						
- 7						
- 8						
- 9						
- 10						
- 11						
- 12						
- 13						
- 14						
- 15						
- 16						
- 17						
- 18						
- 19						
- 20						
- 21						
- 22						
- 23						
- 24						
- 25						
- 26						
- 27						
- 28						
- 29						
- 30						
- 31						
- 32						
- 33						
- 34						
- 35						
- 36						
- 37						
- 38						
- 39						
- 40						
- 41						
- 42						
- 43						
- 44						
- 45						
- 46						
- 47						
- 48						
- 49						
- 50						
- 51						
- 52						
- 53						
- 54						
- 55						
- 56						
- 57						
- 58						
- 59						
- 60						
- 61						
- 62						
- 63						
- 64						
- 65						
- 66						
- 67						
- 68						
- 69						
- 70						
- 71						
- 72						
- 73						
- 74						
- 75						
- 76						
- 77						
- 78						
- 79						
- 80						
- 81						
- 82						
- 83						
- 84						
- 85						
- 86						
- 87						
- 88						
- 89						
- 90						
- 91						
- 92						
- 93						
- 94						
- 95						
- 96						
- 97						
- 98						
- 99						
- 100						

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya

De Ain Defla)

X= 408.840 km

Fouille n° : FEA6

Coordonnées

Y= 331.989 km

Z (m.n.g.a) =190.3 m

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
- - - - - 1 - - - - 2.8 - 2 - - - - 3 - - - 4 - - - 5 - - - 6	Cailloux etgraviers		○ ○			

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya De Ain Defla)

X= 408.814 km

Fouille n° : FEA7

Coordonnées

Y= 331.882 km

Z (m.n.g.a) =187.4 m

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
-0.4	Cailloux, graviers et sables jaunâtres		○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	1 – 1.5m		SC
-1	Sable jaunâtre peu graveleuse, peu argileuse		— — — — ○ ○ ○ ○ ○ — — — — ○ ○ ○ ○ ○ — — — — ○ ○ ○ ○ ○			
-2.8						
-2						
-3						
-4						
-5						
-6						

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya De Ain Defla)

X= 408.853 km

Fouille n° : FEA8

Coordonnées

X= 408.853 km

Y= 331.984 km

Z (m.n.g.a) = 187.4m

	COUPE GEOLOGIQUE					
Prof. (m)	Description lithologique	Age	Graph.	Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
- - - - - 1 - - - - - 2 - - - - - 3	Graviers, cailloux et sables		 o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o	1 – 3m		GP - GM
- - - - - 4 - - - - - 5 - - - - - 6						

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya De Ain Defla)

X= 409.314 km

Fouille n° : FEA9

Coordonnées

Y= 331.962 km

Z (m.n.g.a) =207.130 m

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
- - - - - 1 - - - - - 2 - - - - - 3	Graviers, cailloux et sables		 o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o	1 – 3m		GC
- - - - - 4 - - - - - 5 - - - - - 6						

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya De Ain Defla)

X= 409.665 km

Fouille n° : FEA10

Coordonnées

Y= 332.130 km

Date des travaux : Octobre 2009

Z (m.n.g.a) =228.5 m

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
- - - - - 1 - - - - - 2 - - 2.5 - - 3	Calcaire la custré englobant des blocs et cailloux		o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o o	1 – 1.5m		
- - - - - 4 - - - - - 5 - - - - - 6						

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya De Ain Defla)

X= 408.910 km

Talus n° : T1

Coordonnées

Y= 331.950 km

Z (m.n.g.a) =202.0 m

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
-	Terre végétale		-----			
-			-----			
-	Argile brunâtre sableuses avec filons calcaires entre 0.7 et 1.2m concrétions calcaire entre 1.2 et 5m		-----			
- 0.7			-----			
- 1			-----			
-			-----			
-			-----			
-			-----			
-			-----			
-			-----			
- 2			-----			
-			-----			
-			-----			
- 2.5			-----			
-			-----			
- 3			-----			
-			-----			
-			-----			
- 4			-----			
-			-----			
-			-----			
- 5			-----			
-			-----			
-			-----			
-			-----			
- 6			-----			

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya

De Ain Defla)

X= 408.892 km

Talus n° : T2

Coordonnées

$$Y = 331.958 \text{ km}$$

Z =203.4m

Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
- 0.2	Terre végétale		----- -----			
-	Sable graveleux		o o			
-						
-						
- 1						
-						
-						
-						
- 1.8						
- 2	Cailloux et graviers		o o			
-						
-						
-						
- 2.8						
- 3						
-						
-						
-						
-						
- 4						
-						
-						
-						
- 5						
-						
- 6						

HYDRO – PROJETS – EST

Projet : Etude de protection de la cité communale d'El Abbadia contre les inondations (Wilaya

De Ain Defla)

X= 409.351km

Talus n° : T3

Coordonnées

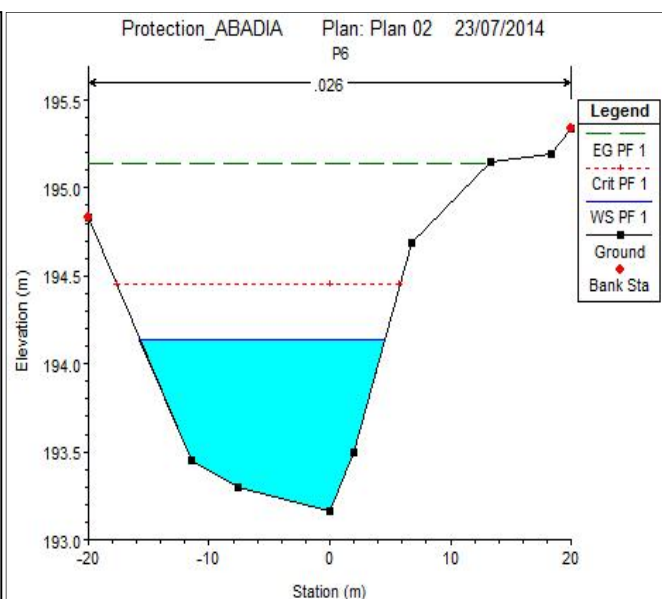
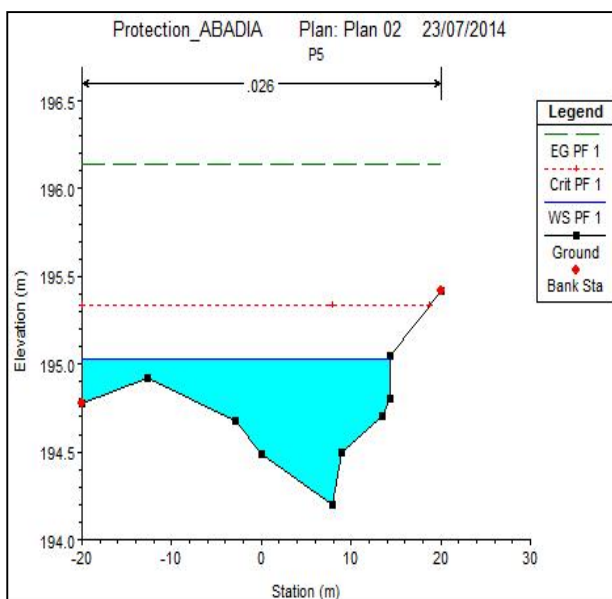
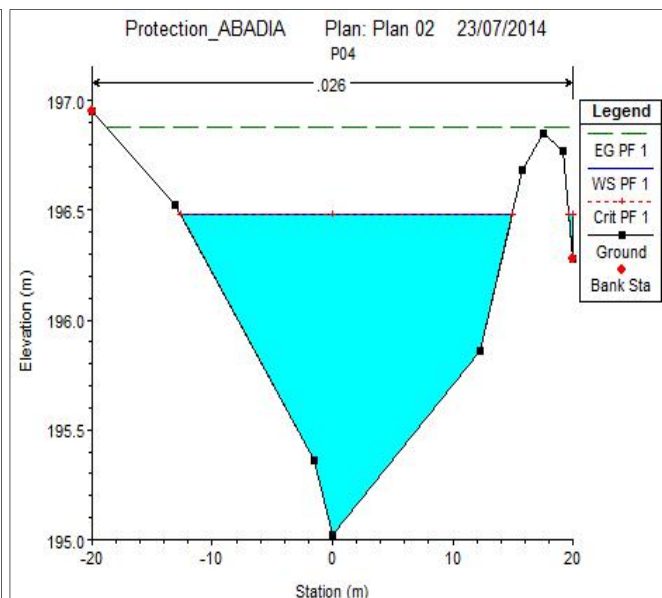
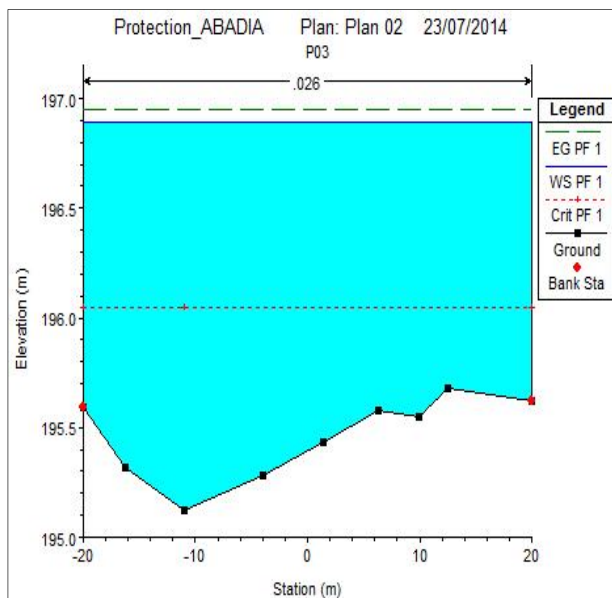
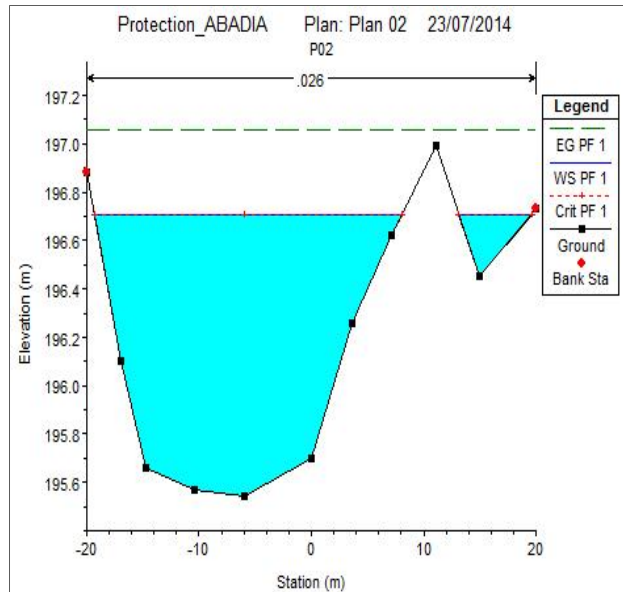
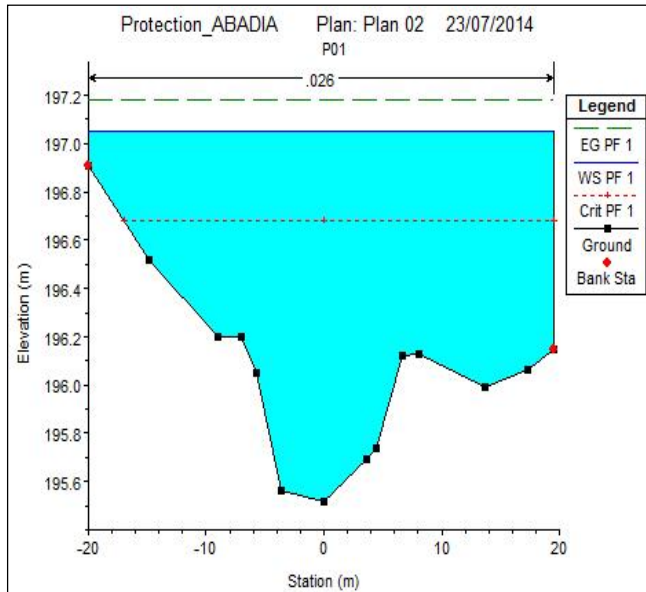
Y= 331.332.050 km

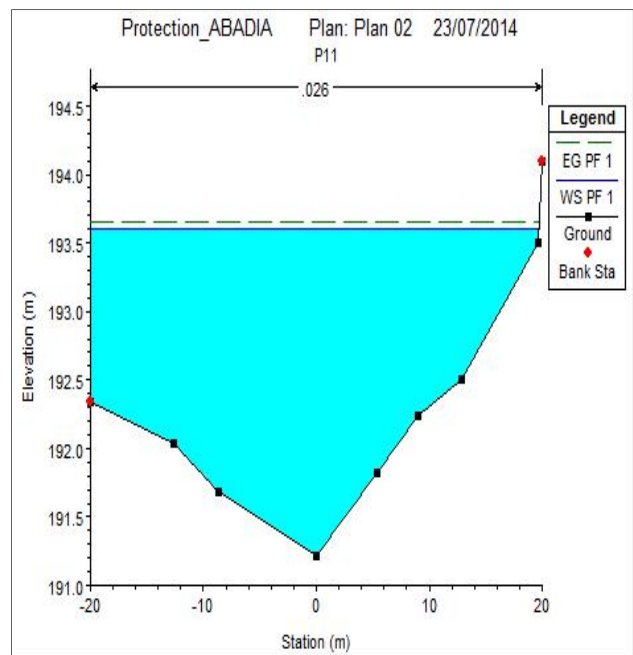
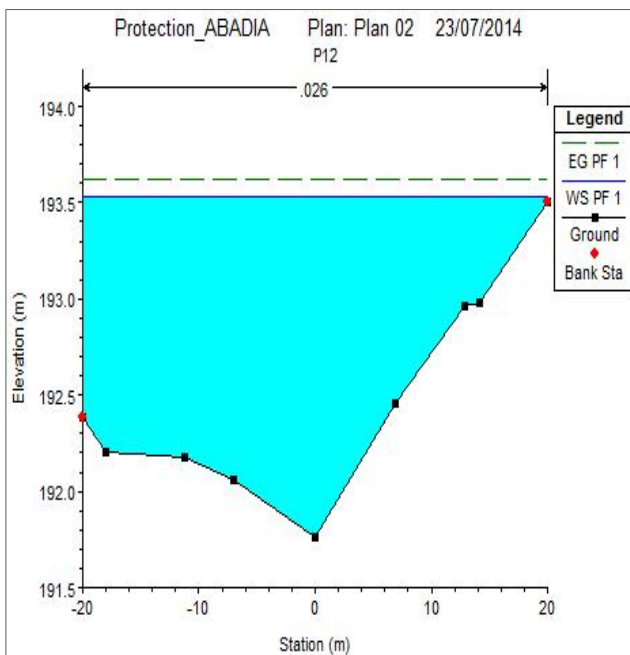
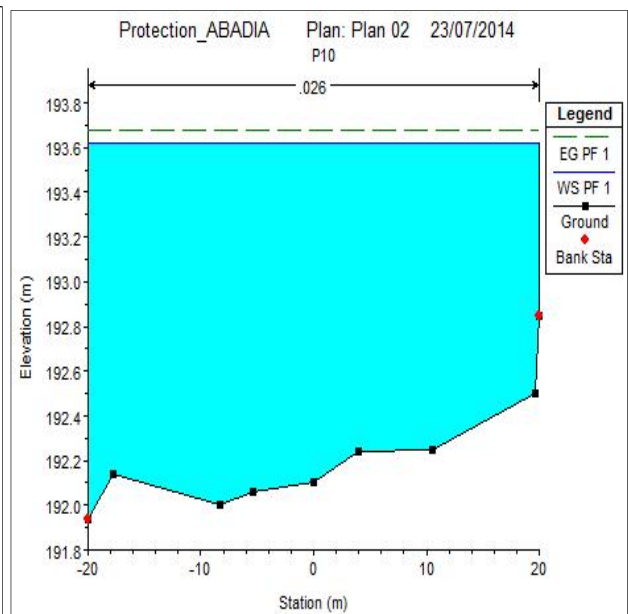
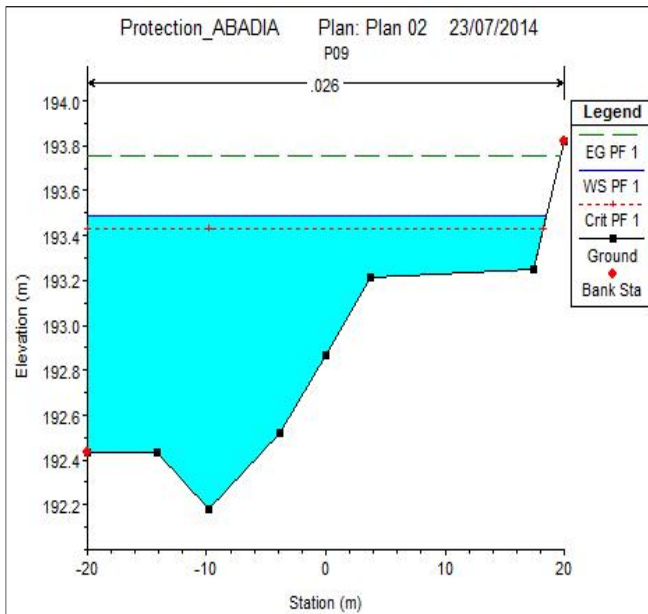
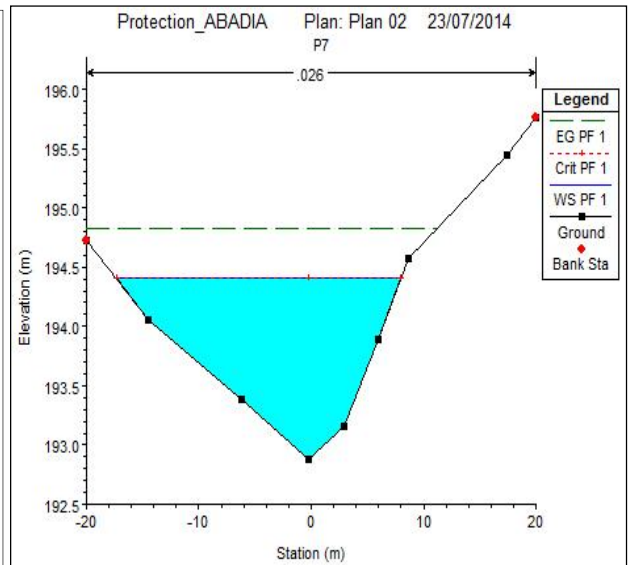
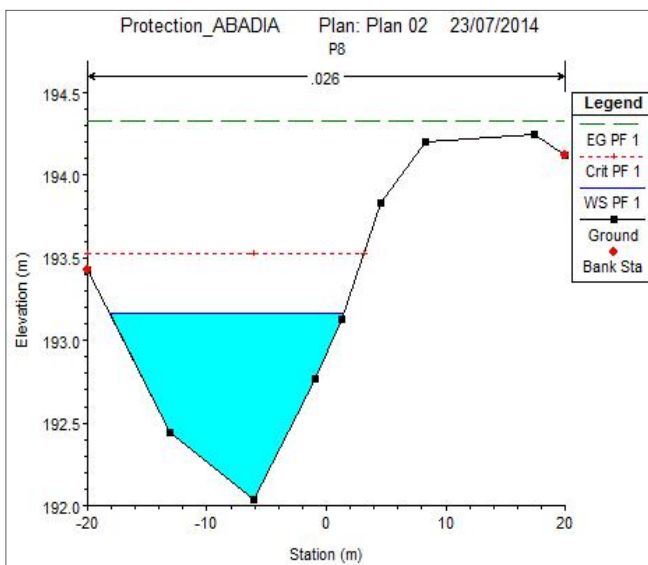
Z (m.n.g.a) = 222.5m

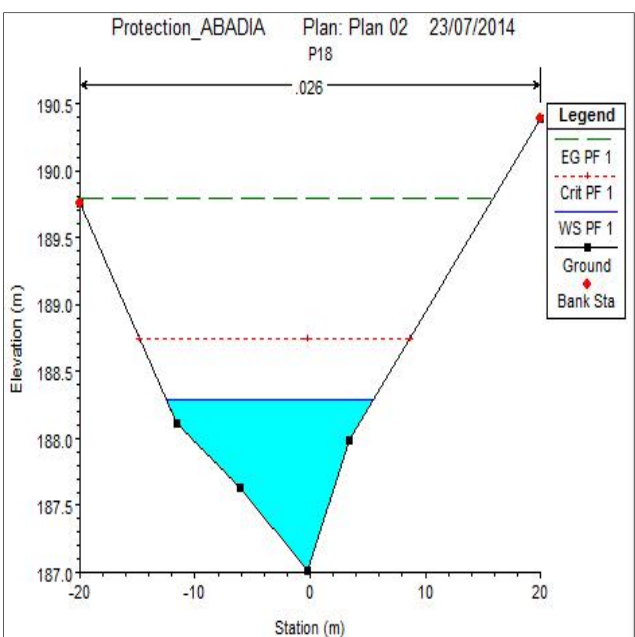
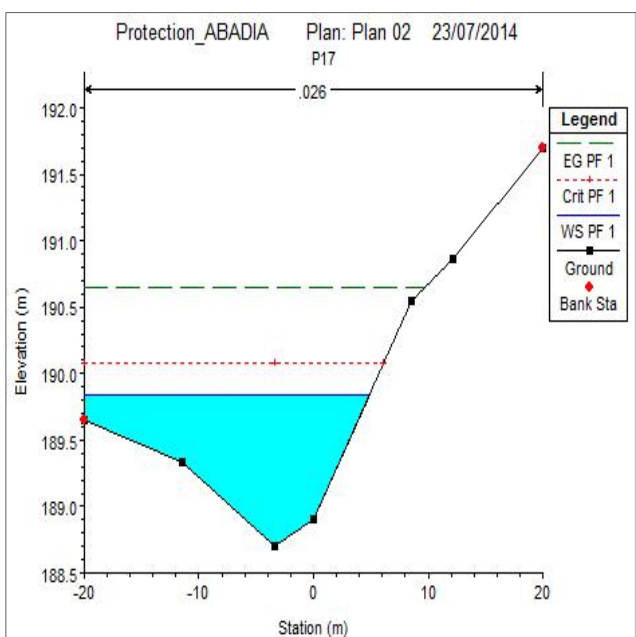
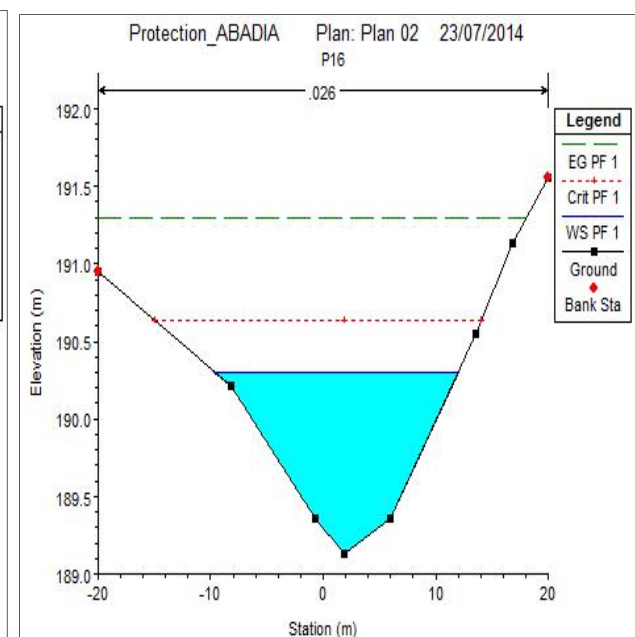
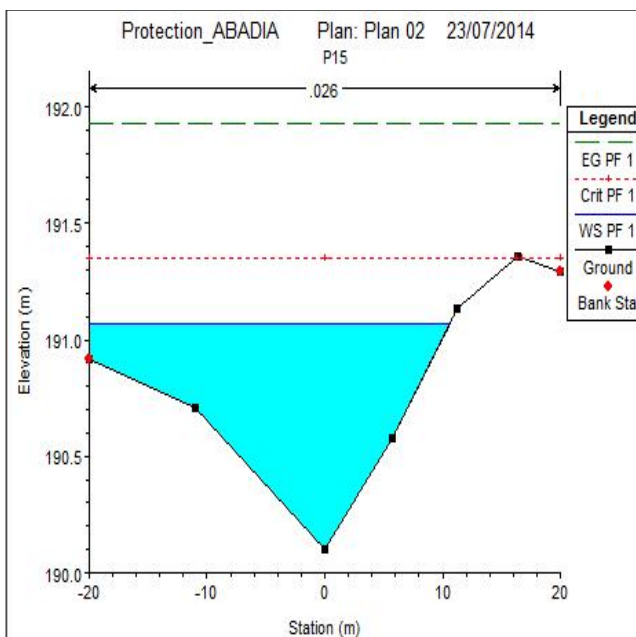
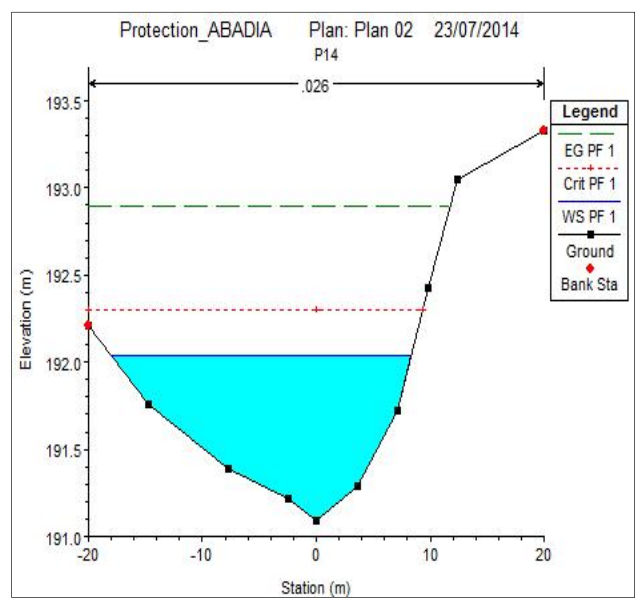
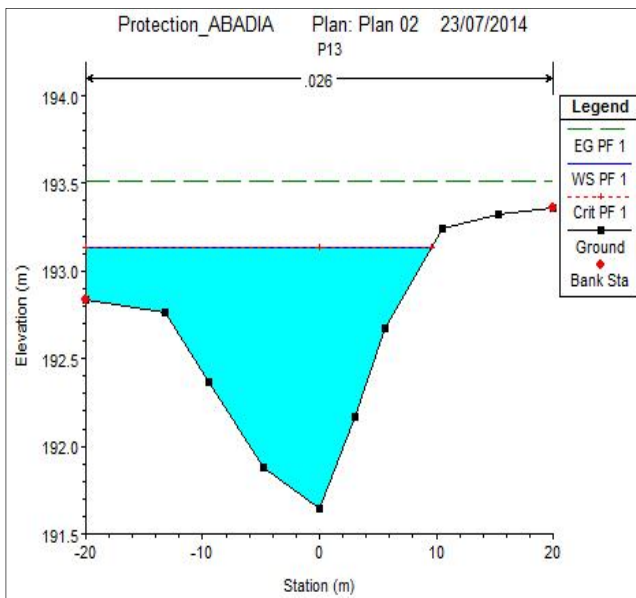
Prof. (m)	COUPE GEOLOGIQUE			Echantillon	Niveau d'eau	Classification U.S.C.S
	Description lithologique	Age	Graph.			
- - - - - - 1	Limons sableux graveleux		----- o o o o o o ----- o o o o o o ----- -----			
- - - - - 2	Calaire lacustre avec cailloux et graviers		o o o o o o o o o			
- - - - - - 3 - 3.5	Argile rouge à concrétion calcaires		----- ----- ----- -----			
- - - - - - 4 - 5 - 6						

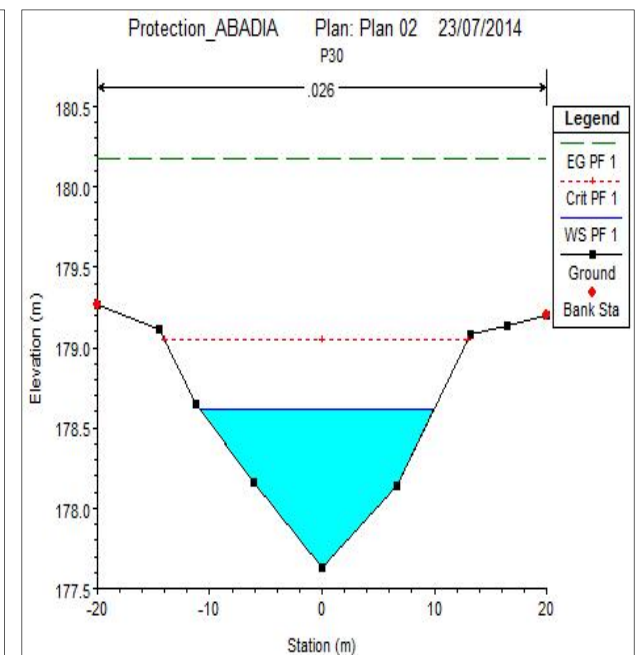
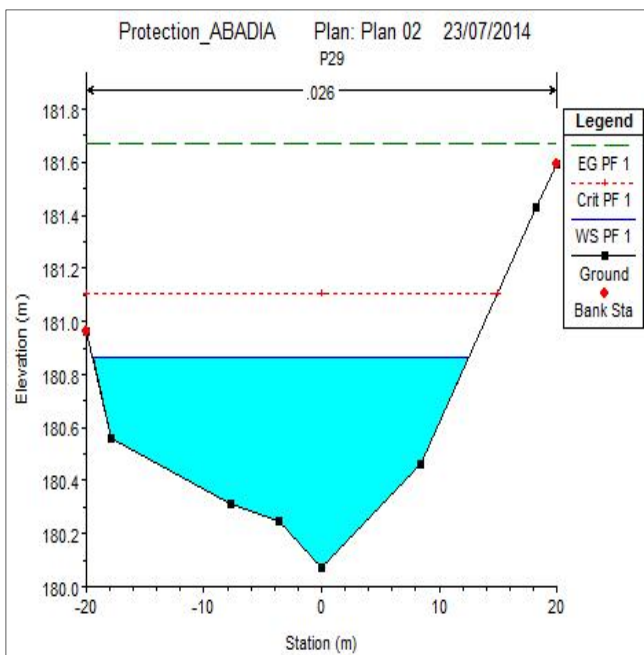
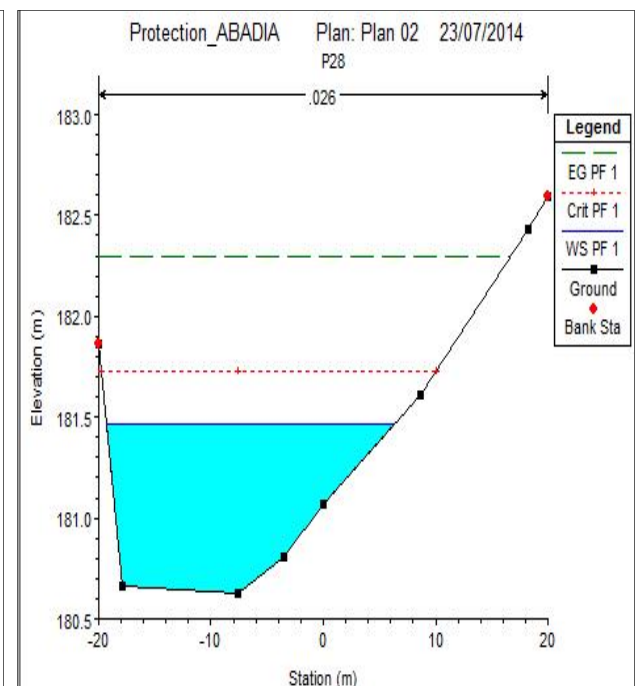
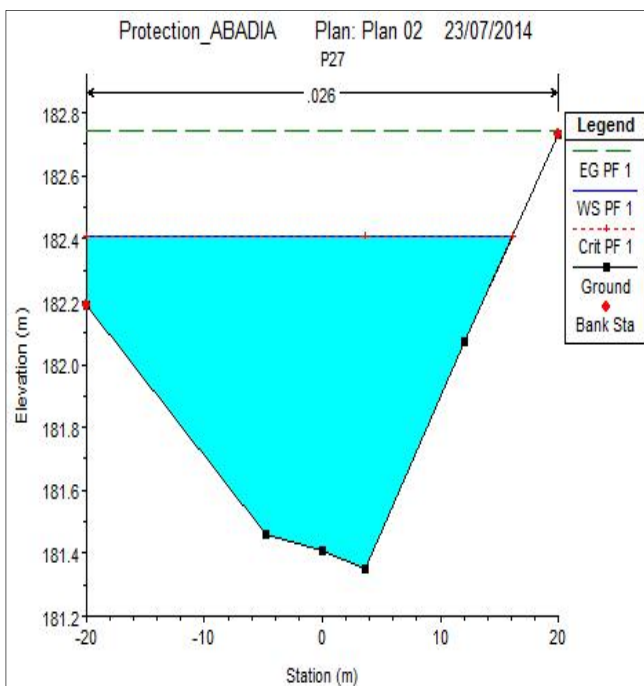
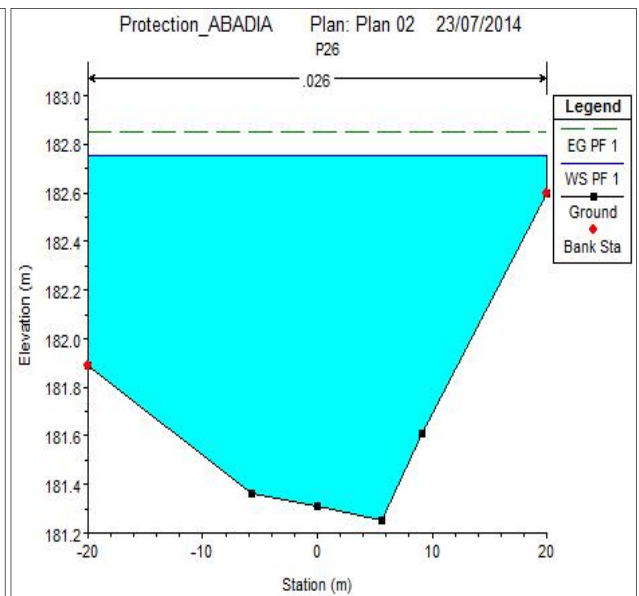
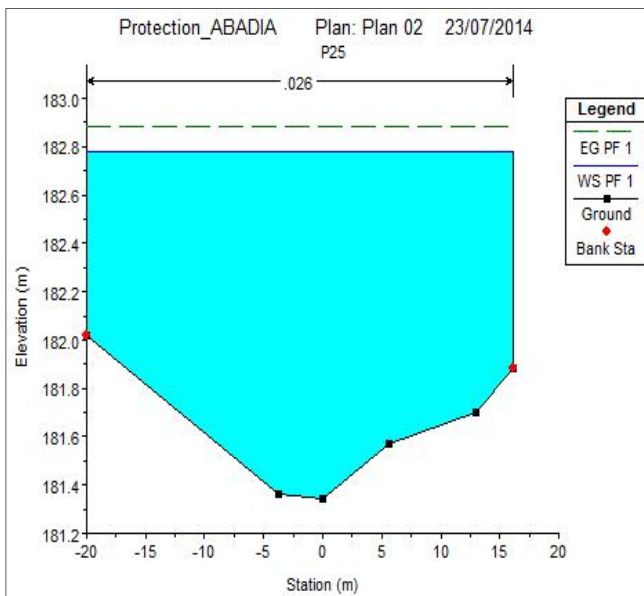
ANNEXE N° 03.A

Simulation d'oued à son état naturel.









ANNEXE N° 03.B

Simulation d'oued en canal trapézoïdal.

