

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE ARBAOUI-Abdellah



DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

Aménagement de l'oued Sidi El-kbir (W.Blida)

PRESENTE PAR :

M^{lle} : ASRI Abir

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
M ^r : HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M ^{me} : KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : BELLABAS Salima	M.A.A	Promotrice

Septembre- 2016

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



DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

Aménagement de l'oued Sidi El-kbir (W.Blida)

PRESENTE PAR :

M^{lle} : ASRI Abir

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
M ^r : HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M ^{me} : KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : BELLABAS Salima	M.A.A	Promotrice

Septembre- 2016

ملخص

مهمتنا هي القيام بدراسة حول وادي سيدي-الكبير الذي يقع عند السفح الشمالي من جبال الأطلس البليدي وجنوب سهل متيجة، من أجل تطوير هذا الوادي لحمايته ضد الفيضانات. يتم بدء الدراسة بتحديد الخصائص المناخية والمورفولوجية التابعة للحوض، والتي تعتبر ضرورية للدراسة الهيدرولوجية، التي تهدف إلى تنبؤ الحد الأقصى للأمطار والتحول من المطر الصافي إلى التدفق لتحديد تدفق الفيضانات المركزية. إن تشخيص الأرضية، ومحاكاة هيدروليكية في الحالة الطبيعية للأودية، تمكننا من تحديد الحالات الشاذة وتقييم قابلية التعرض لها وتحديد مختلف العوامل الهيدروليكية والهندسية للتدفق. وفقا لهذا الدليل التشخيصي، اقترحنا بعض الحلول التي من شأنها أن تكون دراسة فنية واقتصادية للاحتفاظ بالأفضل والأكثر ملائمة. أخيرا قمنا بمناقشة البديل المختار بالتفصيل مع تحديد فترة و تكاليف تنفيذ هذا المشروع.

Résumé :

Notre travail a pour objectif de faire une étude sur l'oued Sidi EL-Kbir situé au pied du versant nord de l'Atlas blidéen et au Sud de la plaine de la Mitidja, a fin d'aménager de cet oued pour la protection contre les inondations.

L'étude est débutée par la détermination des caractéristiques climatiques et morphologique du bassin versant, qui sont des éléments indispensables pour une étude hydrologique, dont le but est la prévision de la pluie maximale de la zone d'étude. Ensuite, nous avons procédé à la transformation de la pluie nette en écoulement, pour déterminer le débit de la crue centennale.

Le diagnostic du terrain, et la simulation du fonctionnement hydraulique à l'état naturel des oueds, nous ont permis de recenser les anomalies et évaluer la vulnérabilité ainsi que la détermination des différents paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Nous avons proposé selon la notice de ce diagnostic des solutions qui ont fait l'objet d'une étude technico-économique afin de retenir la meilleure et la plus adéquate variante. Finalement, la variante retenue est traitée en détail avec la détermination du coût et la durée de réalisation du projet

Abstract:

Work studies the river Sidi El-Kebir located at the northern foot of the Atlas Blida and south of the plain of Mitija, our purpose is the development of this river for protection against flooding.

The study start by the determination of climatic and morphologic characteristics and those of the basin ,which are essential for a hydrological study ,which aims to predict the maximum rainfall of the study area .Then we proceed to the transformation of net rain to flow to determine the central flood flow.

The diagnoses of the terrain, and simulating hydraulic operation to the natural state of water sheds, have allowed us to identify anomalies and assess vulnerability and determination of the various hydraulic and geometric parameters of the flow. According to the manual of this diagnostic we propose technical and economical solutions in order to retain the best and most adequate. Finally the variant adopted is discussed in detail with the determination of cost and period of project implementation

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

La réalisation de ce mémoire de fin d'études a été possible grâce au concours de plusieurs personnes, à qui je voudrais témoigner toute ma reconnaissance.

Je tiens à exprimer ma gratitude et mes remerciements les plus sincères à mon encadreur Mme BELLABAS Salima de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé judicieusement.

Je tiens à remercier en particulier, tous le corps enseignants et les personnels de l'ENSH qui veillent sur notre bonne formation.

Aux ingénieurs et responsables de la DRE Blida

Sans oublier mon oncle KABAR Sidehmed pour sa précieuse aide

Je tiens à remercier également toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail et à toute personne qui m'a apporté son aide en me consacrant une partie de son temps.

Pour finir, j'adresse mes vifs remerciements à mes parents pour leur soutien constant et leur présence quotidienne tout au long de mes études.

Je n'y serais pas arrivée sans eux et j'espère qu'ils trouveront en ce modeste travail, la récompense de tout ce qu'ils m'ont enseigné.

J'ai également une pensée pour mes frères et sœur, qui ont également été présents toutes ces années, m'apportant chacun leur soutien à leur manière.

Merci

Dédicace

Au seigneur DIEU tout puissant qui m'a créé et m'a donné la faculté de connaître et de comprendre, A mon père auprès de qui j'ai eu le goût de la sagesse, du savoir et de la connaissance ; A ma mère qui m'a donné la vie et qui a guidé mes premiers pas dans la recherche du savoir et de la réussite, qu'elle trouve ici sa joie ; A mes frères spécialement Ayoub qui m'ont toujours soutenu et éprouvé de la joie pour mes victoires et de la peine pour mes souffrances, sans oublier mon petit sœur ;

Ainsi qu'à tous les membres de ma famille ASRI et la famille kabar

A Mme, BELLABAS SALIMA pour sa patience et son inestimable aide,

A mes très chers amis en particulier : Kenza, Amel, Yassemina, Karima,

Je tiens à remercier énormément tous ceux qui m'ont aidé à l'élaboration de mon mémoire;



Liste des Planches:

Planche 01 : Tracé en plan de l'oued Sidi El-kbir W.blida

Planche 02 : Plan de la zone inondable de l'oued Sidi El-kbir W.blida

Planche 03 : Plan d'aménagement de l'oued Sidi El-kbir W.Blida

Planche 04: Profil en long de l'oued Sidi El-kbir W.Blida (tronçon A-B)

Planche 05 : Profil en long de l'oued Sidi El-kbir W.Blida (tronçon B-C)

Liste des tableaux

tableau i-1 : effets directs et indirects sur la sante	12
tableau i-2 : effets des inondations sur les services d'aep et d'assainissement	14
tableau ii-1 : les temperatures	22
tableau ii-2 : le vent	23
tableau ii-3 : donnees pluviometriques de la station de blida.....	23
tableau iii-1 : les surfaces partielles en fonction des altitudes du bassin.....	33
tableau iii-2 : le relief en fonction de la valeur de ig	35
tableau iii-3 : classification o.r.s.t.o.m (type de relief.	36
tableau iii-4 : temps de concentration selon les deferent formules.....	38
tableau iii-4 : caracteristiques hydromorphometriques des bassins versant	39
tableau iii-6 : la station pluviometrique	40
tableau iii-7 : serie des pluie mensuelle et max journaliere de la station de chrea	41
tableau iii-8 : classification de la serie par ordre croissant	42
tableau iii-9 : resultats de test de la mediane.....	43
tableau iii-10 : parametre statistique de la serie des pluies maximales journalieres	43
tableau iii-11 : resultat d'ajustement a la loi de galton.....	45
tableau iii-12 : resultat d'ajustement a la loi de gumbel.....	46
tableau iii-13 : les precipitations et les intensites maximales pour differentes durees	48
tableau iii-14 : rrecapitulatif des apports	51
tableau iii-15 : resumé des caracteristiques d'ecoulement	53
tableau iii-16 : valeur du coefficient α	54
tableau iii-17 : recapitulatif des apport solide	55
tableau iii-18 : coefficient de forme de l'hydro gramme de crue f	56
tableau iii-19 : valeurs du coefficient de ruissellement c	57
tableau iii-20 : les resultats des calculs du debit.....	58
tableau iii-21 : temps caracteristiques des bassins versants	58
tableau iii-22 : les debits utilise pour dessiner l'hydro gramme de crue	59
tableau iii-23 : les debits de crues des differentes periodes de retour	59
tableau iii-24 : categories d'occupation du sol et valeurs de cn	62
tableau iii-25 : calcul de $cn*s$ pour le sous bassin versant	63
tableau iii-26 : calcul de cn pondere du sous bassin	63
tableau iii-27 : les donnees de base de la methode scs-cn	63
tableau iv-1 : positionnement et l'etat des ouvrages.....	68

tableau iv-2 : les valeurs estimees pour chaque coefficient.....	76
tableau iv-2 : valeur de rugosite estime pour notre oued.....	77
tableau iv-4 : resultats de simulation de l'oued sidi el-kbir a son etat naturel.....	79
tableau v-1 : verification de la capacite du canal existant	88
tableau v-2 : dimensionnement du gabion	88
tableau v-3 : dimensionnement du canal en beton arme.....	89
tableau v-4 : dimensionnement du canal en beton arme.....	89
tableau v-5 : dimensionnement du gabion	90
tableau v-6 : dimensionnement du gabion	90
tableau v-7 : dimensionnement du canal en beton arme.....	91
tableau v-8 : parametres de l'ecoulement pour la premiere variante	92
tableau v-9 : parametres de l'ecoulement pour la deuxieme variante	94
tableau v-10 : parametres de l'ecoulement pour la troisieme variante	96
tableau v-11 : cout de la premiere variant	98
tableau v-12 : cout de la deuxieme variant	99
tableau v-13 : cout de la troisieme variant.....	99
tableau v-14 : cout des variantes.....	100
tableau vi-1 : parametres geometriques d'un canal rectangulaire	107
tableau vi-2 : caracteristiques geometriques de l'amenagement	111
tableau vi-3 : caracteristiques hydrauliques de l'amenagement	112
tableau vi-4 : verification de la capacite des traversees des ponts	114
tableau vi-5 : les differents types de ressaut.....	115
tableau vi-6 : caracteristiques de ressaut hydraulique	117
tableau vi-7 : calcul de la largeur des bassins d'amortissement.....	119
tableau vii-1 : les intervenants dans l'acte de construction et leurs roles.....	121
tableau vii-2 : les principaux engins utilise pour les differentes taches	122
tableau vii-3 : engins et leurs capacites theoriques.....	125
tableau vii-4 : type de chantiers selon la duree de realisation	125
tableau vii-5 : installations d'accueil dans les chantiers.....	125
tableau vii-6 : devis estimative concitadine du projet	129
tableau vii-7 : temps de realisation de chaque tache.....	132

Liste des figures

figure i-1 : un bassin versant.....	4
figure i-2 : le lit mineur et le lit majeur	4
figure i-3 : les inondations des plaines	5
figure i-4 : les inondations par crues torrentielles	6
figure i-5 : les inondations par ruissellement en secteur urbain	6
figure i-6 : inondation par remontees de nappe	7
figure i-7 : les coulees de boue	7
figure i-8 : inondation par rupture d'une protection	8
figure i-9 : transport solide	9
figure ii-1 : carte de situation de la zone d'etude.....	16
figure ii-2 : delimitation geographique du tronçon de l'oued entrans dans notre etude:.....	17
figure ii-3 : carte hydrogeologique du nord algerie	18
figure ii-4 : carte des eaux souterraine du nord algerien	19
figure ii-5 : carte geologique extraite de la carte de blida	20
figure ii-6 : coupes geologiques des fouilles de l'oued sidi el kbir	21
figure ii-7 : zonage sismique administratif du territoire algerien	22
figure ii-8 : canal rectangulaire en beton arme	24
figure ii-9 : l'amont de l'oued (2 × Ø500)	25
figure ii-10 : baraquement sur rd du lit mineur	25
figure ii-11 : talus en pierraille et seuil deversant.....	26
figure ii-12 : passage pieton et decharge d'ordures	26
figure ii-13 : agression de la servitude de l'oued.....	26
figure ii-14 : groupe d'habitations sur rd lit mineur	26
figure ii-15 : rejet des particuliers.....	26
figure ii-16 : groupe d'habitations au bord de la berge rd.....	26
figure ii-17 : barrage deversoir cote amont (hors service).....	27
figure ii-18 : barrage deversoir cote aval.....	27
figure ii-19 : pont routier en pierrailles	27
figure ii-20 : remblaiement du lit d'oued.....	27
figure ii-21 : violation de lit mineur par des constructions	27
figure ii-22 : violation de lit par des rejets et dechets.....	27

figure ii-23 : constructions sur le voile du canal	28
figure ii-24 : canal existant en ba	28
figure ii-25 : remblaiement dans le canal ba	28
figure ii-26 : vegetation dans le canal ba.....	28
figure iii-1 : les caracteristiques morpho metriques bassin versant.....	31
figure iii-2 : la courbe hypsometrique	33
figure iii-3 : le reseau hydrographique de la zone d'etude	36
figure iii-4 : presentation granique de l'ajustement a la loi galton.....	45
figure iii-5 : presentation granique de l'ajustement a la loi gumbel.....	46
figure iii-6 : courbe de pluie de courte duree.....	48
figure iii-7 : la courbe intensite duree frequence (idf).....	49
figure iii-8 : l'hydrogramme de crue pour deferentes periodes de retour.....	60
figure iii-9 : localisation des differentes categories d'occupation du sol dans le sous bassin	62
figure iii-10 : hydrogramme de crue.....	65
figure iv-1 : differentes pertes de charge dans un ecoulement en lits composes.....	69
figure iv-2 : conservation de la charge entre deux sections.....	71
figure iv-3 : decoupage de la section pour le calcul du frottement.....	72
figure iv-4 : element de volume elementaire de controle	72
figure iv-5 : profile de la hauteur d'eau au passage de la crue	78
figure iv-6 : la zone inondable	82
figure v-1 : profil en long de la premiere variante.....	92
figure v-2 : profil en long de la deuxieme variante	94
figure v-3 : profil en long de la troisieme variante	96
Figure vi-1 : caracteristiques geometriques d'un canal naturel.....	104
Figure vi-2 : canal a forme rectangulaire.....	106
Figure vi-3 : l'energie specifique en fonction de profondeur.....	109
Figure vi-4 : schema d'un ressaut hydraulique.....	115
Figure vi-5 : schema explicatif de ressaut apres chaque chute.....	116
figure vii-1 : reseau a nœud du projet d'aménagement	133
figure vii-1 : diagramme de gantt	133

Sommaire

Introuduction generale	1
chapitre i : generalites sur les inondations.....	2
chapitre ii : presentation de la zone d’etude	15
chapitre iii : etude hydrologique	29
Chapitre iv: etude des ecoulements dans les cours d'eau	66
chapitre v : etude des variantes.....	84
chapitre vi : calculs hydraulique	101
chapitre vii : organisation du chantier	120
conclusion generale	135

Introduction Générale:

Introduction générale

Introduction générale

Tremblements de terre, tsunamis, éruptions volcaniques, glissements de terrains, inondations... ; des évènements exceptionnels qui déploient une violence accrue d'année en année et qui sont à l'origine de désordres souvent importants, qui n'ont cessé de secouer le bien être de l'homme. Un de ces phénomènes qui s'accroissent et qui devient récurrent dans le monde, c'est bien les débordements d'eau qui submergent les terres environnantes, qu'on les nomme « les inondations ».

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays sont menacées par ce phénomène, dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées et même les rives des oueds.

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

Oued Sidi El-kbir est l'un des cours d'eau de l'Algérie qui connaît ces dernières années une augmentation de la densité d'habitation au niveau des deux rives, ce qui a augmenté sa vulnérabilité vis-à-vis des débordements.

L'objectif de notre étude est d'aménager l'oued Sidi El-kbir dans le cadre de la protection des zones avoisinantes contre les risques des crues en envisageant le plan de travail suivant :

- Généralité sur les inondations
- Présentation de la zone d'étude.
- Etude hydrologique.
- Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés
- Etude des variantes.
- Calcul hydraulique.
- Organisation de chantier

Chapitre I :
Généralité sur les inondations

Chapitre I : Généralités sur les inondations

I-1 Introduction :

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels.

Il n'existe pas de régions susceptibles d'être prémunies contre de tels risques en raison de leur caractère imprévisible.

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

I-2 Les inondations

I-2-1 Définition des inondations

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau.

Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement (crue) et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités. [1]

I-2-2 La crue

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

L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres :

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

Ces trois paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du bassin versant et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc.). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines. [1]

I-2-3 Bassin versant

Un bassin versant est une aire délimitée par des lignes de partage des eaux, à l'intérieur de laquelle toutes les eaux tombées alimentent un même exutoire: cours d'eau, lac, mer, océan,

etc. On définit aisément le **bassin versant topographique** limité par une ligne de partage des eaux, représenté dans la figure I-1 mais celui-ci peut différer du **bassin versant réel** à cause des circulations souterraines ou à cause d'effets anthropiques. [1]

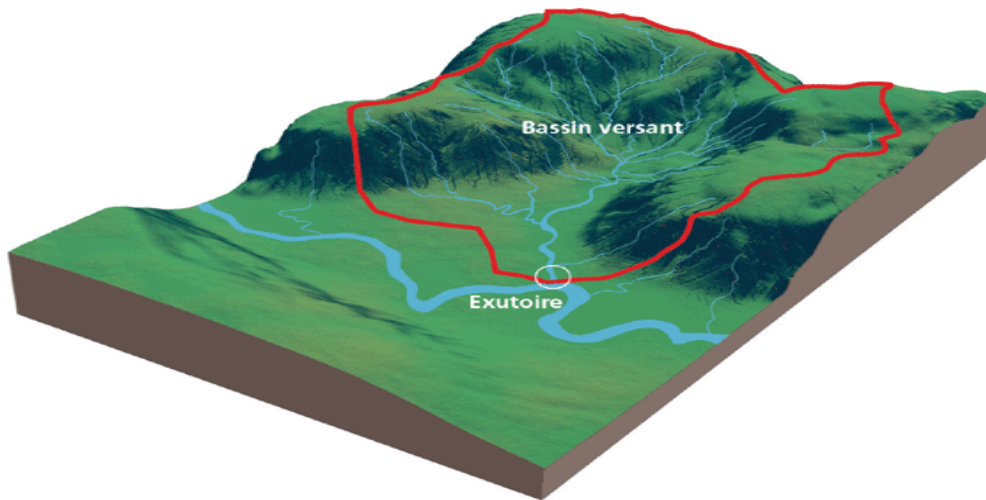


Figure I-1 : un bassin versant

I-2-4 Caractéristiques du cours d'eau

- **Le lit mineur**

Le lit mineur est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles). Il est schématisé dans la figure I-2. [1]

- **Le lit majeur**

Le 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 centaines de mètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles. La figure I-2 représente une schématisation du lit majeur. [1]

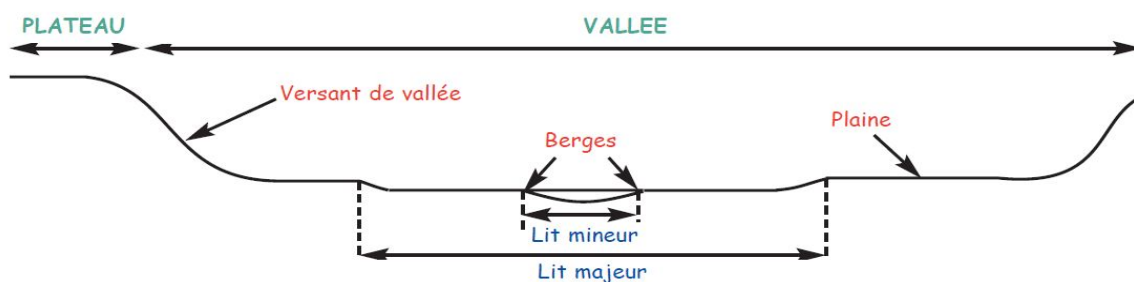


Figure I-2 : le lit mineur et le lit majeur

I-2-5 L'influence des facteurs naturels sur les inondations

De nombreux paramètres influencent l'apparition d'une crue :

Tout d'abord la quantité et surtout la répartition spatiale et temporelle des pluies, par rapport au bassin versant. Ainsi que la nature et l'occupation du sol dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous-sol ou le ruissellement influencent fortement le temps de concentration des eaux. Enfin, la topographie du lit, la pente et la forme du bassin versant jouent également. Ainsi, pour une même quantité de pluie, une crue apparaîtra ou non. [1]

I-2-6 Type d'inondations :

I-2-6-1 Les inondations des plaines:

Les crues de plaine (on parle aussi de crues fluviales) surviennent à la suite d'épisode pluvieux océaniques prolongés mais d'intensité modérée, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur comme le montre la figure I-3, et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux, le débordement du cours d'eau peut parfois être précédé de remontées des nappes phréatiques. La durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines. [1]



Figure I-3 : Les inondations des plaines

1-2-6-2 Les inondations par crues torrentielles :

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type d'orages convectifs. Si la vitesse de montée des eaux est extrêmement rapide, la décrue l'est également. On parle aussi de crues éclairs pour désigner des crues torrentielles survenant de très petits bassins versants et se formant en quelques heures. [1]

De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point "hydrologiquement" le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24h pour certaines hauteurs). Ces crues touchent principalement les zones de montagne, comme il est représenté dans la figure I-4, les cours d'eau du pourtour méditerranéen, mais aucun petit bassin au relief accentué, à forte capacité de ruissellement, n'est à l'abri. [1]

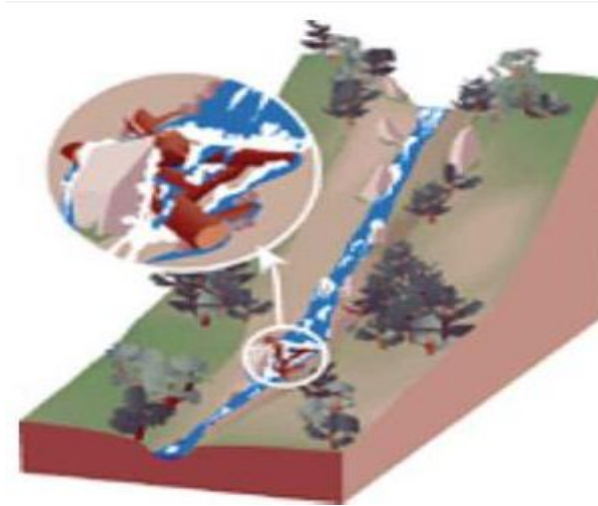


Figure I-4 : Les inondations par crues torrentielles

I-2-6-3 Les inondations par ruissellement en secteur urbain :

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon les milieux où elles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise. [1]

Les inondations par ruissellement concernent principalement les milieux urbanisés, comme il est représenté dans la figure I-5. Les pluies qui ne peuvent s'infiltrer et s'évacuer par les réseaux artificiels d'écoulement (Réseau d'assainissement superficiels et/ou souterrains) s'accumulent dans les points bas. [1]

Le ruissellement pluvial urbain peut provoquer d'importantes inondations lorsque les chenaux d'écoulement en milieu urbain sont devenus insuffisamment dimensionnés après l'urbanisation et l'imperméabilisation des sols.



Figure I-5 : Les inondations par ruissellement en secteur urbain

I-2-6-4 Inondation par remontées de nappe:

Lors des inondations survenues dans la vallée de la somme et des affluents. De vastes zones du plateau ont été soumises à des phénomènes de remontées de la nappe phréatique, comme le montre la figure I-6, dans la dépression dites «vallées sèches», dans les caves et sous-sol, entraînant de nombreux mouvements de terrain. Ces crues de la somme sont très lentes qui se développent sur plus de deux mois. [1]

L'événement pluviométrique déclenchant s'analyse sur une longue période à partir d'une date conventionnelle de début de recharge des nappes jusqu'à l'apparition des désordres. [1]

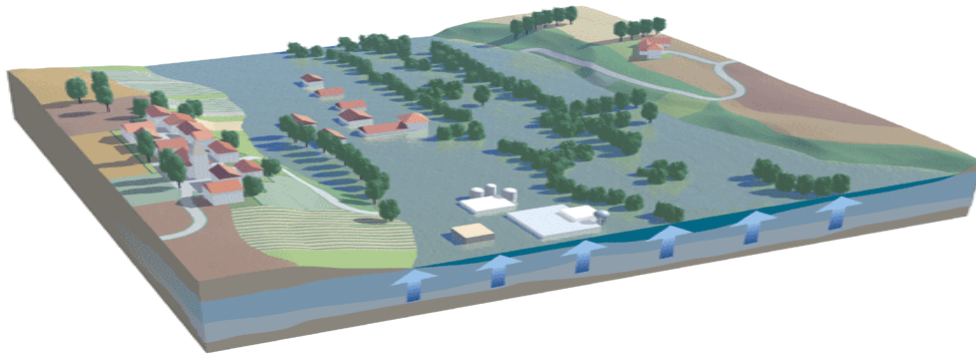


Figure I-6 : Inondation par remontées de nappe

I-2-6-5 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, comme le montre la figure I-7, par opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plupart des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée en terre, en plus ou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé. [1]



Figure I-7 : Les coulées de boue

I-2-6-6 Inondation par rupture d'une protection :

L'inondation consécutive à une rupture de digue représenté dans la figure I-8 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 incertain. [1]

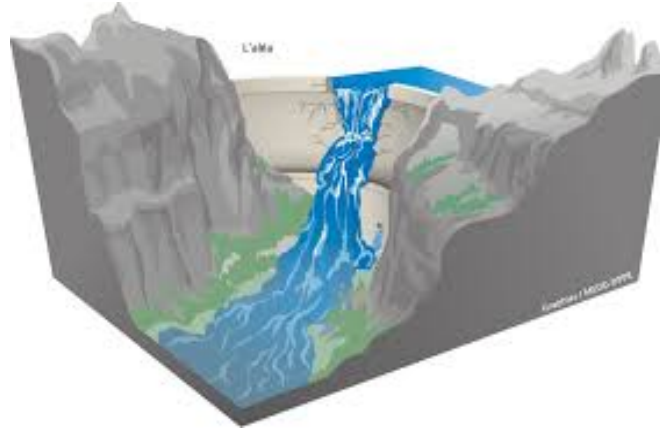


Figure I-8 : Inondation par rupture d'une protection

I-2-7 L'aléa d'inondation

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour qualifier l'aléa inondation.

- **La période de retour de crues**

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire, etc.) : plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants. [1]

Les événements les plus souvent représentés sur la carte d'aléa sont la crue décennale (Q10) et la crue centennale (Q100).

- **La hauteur et la durée de submersion**

La hauteur de submersion peut avoir un impact important sur le bâti, notamment lorsqu'elle dépasse la cote de référence. La structure porteuse de l'habitation peut être endommagée et les sols et murs gorgés d'eau. [1]

- **La vitesse du courant**

La vitesse d'écoulement est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité. Elle peut atteindre plusieurs mètres par seconde. La dangerosité de l'écoulement dépend du couple (hauteur, vitesse). [1]

- **Le volume de matière transportée**

Ce volume est communément appelé « transport solide ». Il s'agit de matériaux (argiles, limons, sables, graviers, galets, blocs, etc.) se trouvant dans les cours d'eau, et dont le transport peut s'effectuer soit par suspension dans l'eau, soit par déplacement sur le fond du lit, comme le montre la figure I-9, du fait des forces liées au courant. [1]

Le terme de transport solide ne comprend pas le transport des flottants (bois morts...).

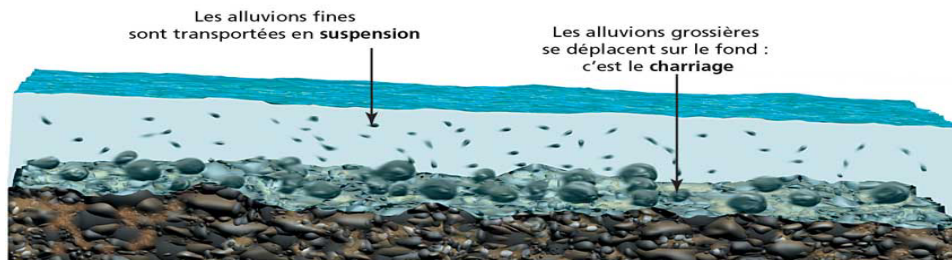


Figure I-9 : transport solide

I-2-8 Le risque inondation

Les facteurs anthropiques constituent des facteurs aggravants et ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des cours d'eau. Ces facteurs sont :

- L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables
- La diminution des champs d'expansion des crues
- L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau
- L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants [1]

I-2-9 Les Inondations en Algérie

L Algérie connaît épisodiquement des phénomènes de crues et d inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte pour les activités et une entrave pour le développement économique et social. [2]

Plusieurs régions de notre pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les impacts sont souvent intensifiés par d autres facteurs qui aggravent les effets de crues tels que : l urbanisation anarchique par l occupation des zones inondables et la défaillance des réseaux d eaux pluviales. Par conséquent, des inondations dramatiques ne sont pas toujours liées à des situations météorologiques exceptionnelles, mais dans beaucoup de cas, elles surviennent lors d événements pluvieux ordinaires et saisonniers. [2]

On présente dans ce qui suit par ordre chronologique, un bref aperçu des inondations survenues en Algérie au cours des trente dernières années. [2]

- **05 juillet 1987**

Pluies orageuses très violentes à **Batna** (pluie journalière de 57 mm).

Dégâts :

- 05 morts et des dizaines de famille sinistrées
- Dégât évalué a 175 millions de centime

- **01 Septembre 1989**

Fortes chutes de pluies orageuses à la wilaya de **BISKRA** accompagnées de grêles et d un vent d une rare violence provoquant le débordement des oueds El Arab, El Mellah et El Kheddra.

Dégâts :

- 02 morts et 35 blessés
- 400 palmiers, des serres et des cultures de maraichages détruites

- **03 Juin 1991**

Orage local et très violent à **Ghardaia** (8 mm en 03 h)

Dégâts :

- 09 mortes et des pertes importantes en cheptel et des palmiers
- Destruction partielle de la digue d'El-Atteuf
- Pontes, chaussée et réseaux d'assainissements avoisinant oued Mzab dégradé

- **26 - 27 Janvier 1992**

Fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrant des inondations catastrophiques aux wilayas: **Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Ain Defla, Medea...**

Dégâts :

- 10 morts et un nombre important de blessé
- 637 familles sinistrée (361 a Alger, 106 a Tipaza, 87 a Medea, 36 a Ain Defla et 23 a Chelef)
- Dégâts importants aux infrastructures routières et aux exploitations agricoles

- **20 Octobre 1993**

Pluies orageuses intenses à la ville d'Oued **R hiou** causant crues violentes d'Oued Grigra, petit cours d eau situé en amont de la ville d'Oued R hiou.

Dégâts :

- 22 morts at 20 blessé et plusieurs disparue
- Des dizaines de famille sinistrées et d'importants dégâts matériels

- **29 Septembre au 02 Octobre 1994**

Inondations catastrophiques dans plusieurs régions du pays (**Ghardaia, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt, Sidi Bel Abbés**).

Dégâts :

- Ghardaia : dégâts matériels évalués à 270 millions DA
- Laghouat : dégâts matériels évalués à 05 millions DA dans le secteur hydraulique
- Biskra : 08 morts 22 familles sinistrées et routes endommagées
- Mascara : 02 morts et implorants dégâts matériels
- Tissemsilt : 09 morts
- Sidi Bel Abbés : 02 morts

- **06 Février 1996**

Forte pluie dans la daïra **d El Khemis à Ain Defla** (81 mm en 17h35 mn) provoquant des débordements catastrophiques des cours d'eau menant du massif Zaccar vers l'oued Cheliff.

Dégâts :

- 158 familles sinistrées et implorants dégâts matériels

- **Octobre 2000**

Le 14-10 Fortes pluies (56 mm en l'espace de 04 h) dans la wilaya de **AIN TEMOCHENT** et crues catastrophiques de l'oued El Maleh

Dégâts :

- 04 morts et plusieurs disparus
- Plusieurs habitations démolies et immenses dégâts matériels

- **10 et 11 novembre 2001**

Des inondations catastrophiques à Bab El Oued (Alger)

Dégâts :

- 733 victimes, 30 000 personnes sans abris et d'importants dégâts matériels

- **1 Octobre 2008**

Des pluies diluviennes s'étaient abattues sur la région de Ghardaïa, à 500 km au sud d'Alger faisant dangereusement monter les cours d'eau

Dégâts :

- 33 morts et 84 blessés en plus de 600 maisons détruites

- **Novembre 2014**

Inondation a plusieurs willayas du pays (BECHAR KHANCHLA BORJ BAJI MAKHTAR)

Dégâts :

- 10 morts et plusieurs blessés et des dégâts considérables

- **24 aout 2015**

Inondation catastrophique a CANSTANTINE ET EL-KHROUB

Dégâts :

- 12 morts 50 familles sinistrées
- 200 habitations détruites

I-3 Les cause des inondations

- Une situation météorologique particulière se traduisant par une forte pluviométrie
- Une défaillance des réseaux d'évacuation
- Des gonflements d'oueds par des décombres et détritits
- Des constructions qui deviennent les cours d'eau naturel
- L'extension urbanistique des villes dont certaines se sont développées près et au flanc des montagnes [3]

I-4 Les effets des inondations

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

- Les effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;
- Les effets se développant dans les jours voir les premières semaines suivant l'inondation
- Les effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durant des mois voir des années. [3]

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

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Tableau I-1 : effets directs et indirects sur la santé

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux ; caractéristiques topographiques ; absence d'alerte préalable ; début de la crue ; 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 ; choc ; hypothermie ; arrêt cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées ; dermatites ; conjonctivites ; maladies gastro-intestinales ; infections ORL ; éventuelles maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et Emotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
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, giardiase, campylobactériose) ; dermatites ; conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments ; gêne pour les secours d'urgence
Dommages causés aux conduites souterraines ; et aux réservoirs de stockage ; inondations de sites abritant des déchets toxiques ; rejets de produits chimiques ; dommages subis par des réservoirs contenant du pétrole, pouvant entraîner des incendies	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes ; fortes précipitations ; 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
Dommages subis par les services sanitaires ; désorganisation des activités de services sanitaires « normaux »	Diminution des prestations de services de santé « normaux » ; accès insuffisant à des soins médicaux

Chapitre I : Généralité sur les inondations

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 culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées tableau suivant [1]

Tableau I-2 : Effets des inondations sur les services d'AEP et d'assainissement

Services d'eau potable	Services d'assainissement
<ul style="list-style-type: none">- arrêt de production- mise en distribution d'eau non potable- pression insuffisante- modification des caractéristiques de l'eau distribuée	<ul style="list-style-type: none">- aggravation des inondations au détriment d'habitations, d'infrastructures ou d'activités économiques- pollution prolongée résultant de l'arrêt de l'épuration

I-5 Conclusion

La réduction des dommages causés par des catastrophes nécessite en premier lieu une connaissance des régions sujettes à ce risque ainsi qu'une identification des facteurs favorisant et amplifiant ces phénomènes. L'élaboration d'une carte de zones inondables serait un outil précieux pour les décideurs et les planificateurs dans la définition d'une stratégie de lutte et de prévention contre les inondations.

Chapitre II :
Présentation de la zone d'étude

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II-1 Introduction :

Quelque soit la nature de projet l'étude du site est indispensable, pour avoir le maximum de données et pour connaître les caractéristiques du terrain de point de vue topologique, géologique, hydrogéologique, climatique et physique et les facteurs influençables sur la conception d'un projet.

II-2 Présentation de la zone d'étude

Notre étude concerne le bassin versant d'oued sidi el kbir situé au pied du versant nord de l'Atlas blidéen et au Sud de la plaine de la Mitidja,



Figure II-1 : carte de situation de la zone d'étude (carte de l'Algérie e=1/100000 ,2002)

Oued Sidi El kbir prend sa source à la jonction des oueds Belkhous et Taksebt dans la région de Taфраout et coule du sud au nord, jusqu'à la ville de Blida, puis il change de direction pour l'ouest jusqu'à ce qu'il débouche sur l'oued Chiffa.

La zone de notre étude est la partie qui s'étend de la localité de Sidi El Kbir en Amont jusqu'à la commune de Bouarfa en Aval. La figure II-1 représente la délimitation géographique du tronçon de l'oued entrans dans notre étude.

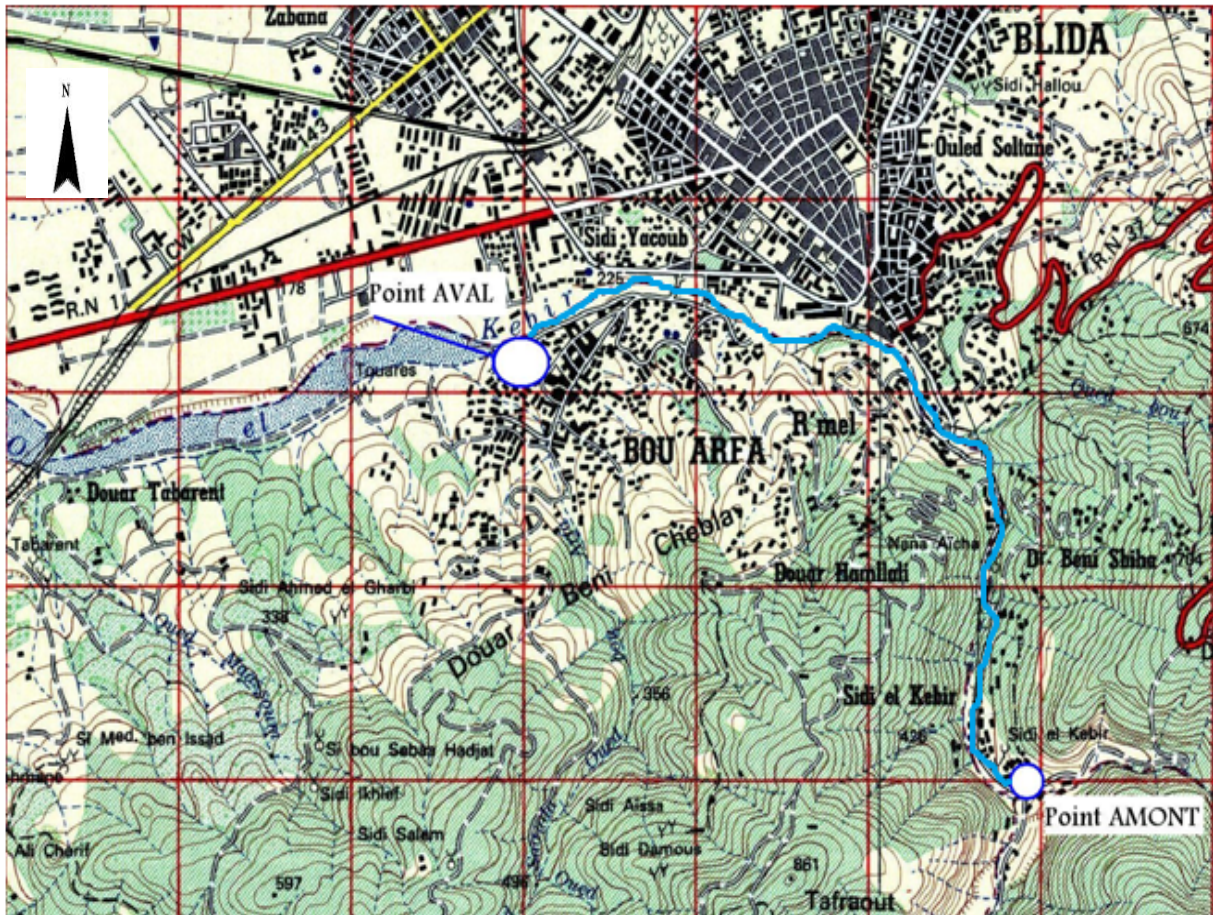


Figure II-2 : délimitation géographique du tronçon de l'oued Sidi El-kbir (extrait de la carte topographique de blida e=1/20000)

II-3 Topographie et relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin. Donc l'acquisition des données topographiques s'avère nécessaire pour la réalisation de l'étude d'aménagement et de protection des oueds afin d'attendre les objectifs suivants :

- Modélisation des écoulements et des itinéraires des oueds en crue (prise en compte du lit mineur, des ouvrages de franchissement des oueds du lit majeur)
- Détermination des niveaux maximums et des emprises de zone inondables pour les crues de référence
- Détermination de la capacité hydraulique des ouvrages de franchissement susceptibles d'influencer l'écoulement des crues
- Délimitation des servitudes le long des berges des oueds et définition des largeurs à préserver, implantation et définition des détails des aménagements de protection contre les crues

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Notre zone d'étude se caractérise par une forte dénivellé le tronçon de da l'oued qu'on va étudier se caractérise par :

- $H_{max} = 960 \text{ m}$
- $H_{moy} = 492 \text{ m}$
- $H_{min} = 195 \text{ m}$

II-4 Hydrogéologie de la région :

L'étude hydrogéologique est très importante dans l'étude d'aménagement des oueds car outre la structure, la nature des formations et les conditions climatiques, l'eau souterraine est considérée comme l'un des facteurs déclenchant l'instabilité souterraine. Sur les pentes l'action d'eau infiltrée est triple : [3]

- Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau
- Changement de comportement rhéologique : le sol passe de l'état solide à l'état visqueux
- Action mécanique défavorable des pressions d'eaux souterraines

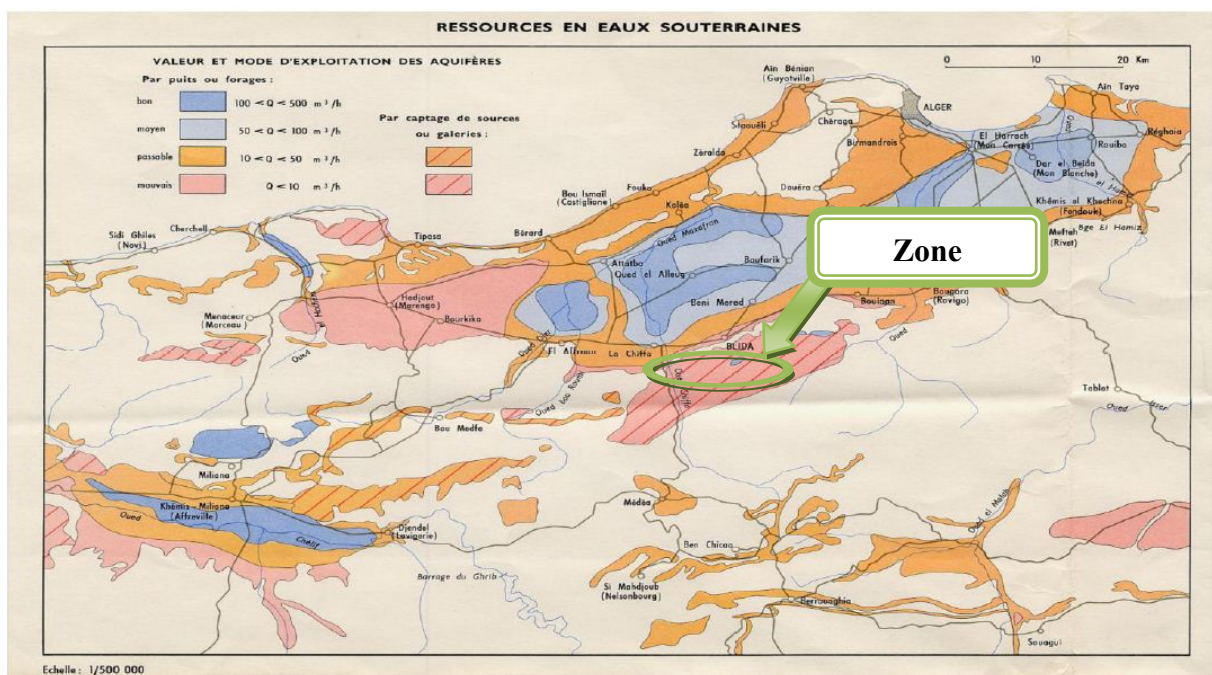


Figure II-3 : extrait de la carte des eaux souterraines du nord Algérie [1990] (source, ANRH)

D'après les deux carte les formations plio-quaternaires (graviers, galets, sables et les limons sableux) constituent l'essentiel réservoir aquifère de la nappe alluviale Le niveau statique de la nappe au niveau de la zone d'étude ne dépasse pas 40m d'après la carte piézométrique [source ANRH- Blida] et l'écoulement se fait du Sud vers le Nord.

L'alimentation de la nappe se produit directement par les précipitations et les infiltrations efficaces.

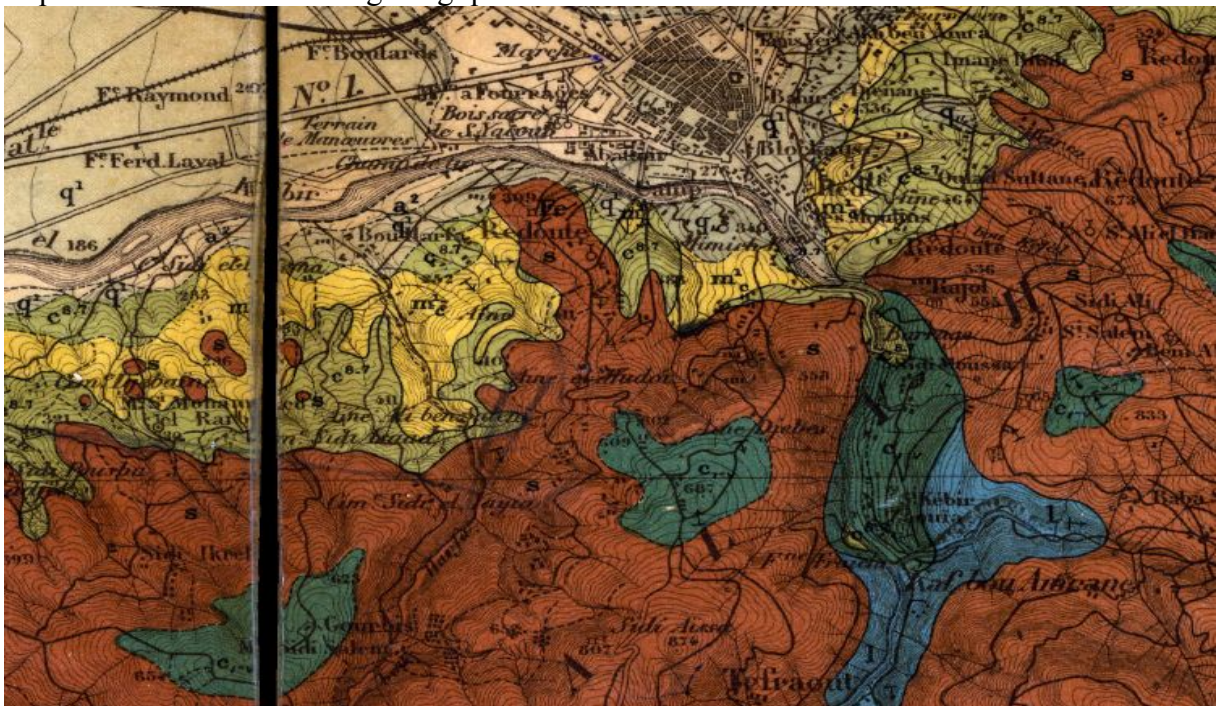
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II-5 Géologie de la région :

Les principales formations géologiques traversé par oued Sidi El Kbir se présentent sous forme d'un ensemble de roche, le gypse en général sous forme saccharoïde blanchâtre, associé à ce gypse, on trouve des marnes et des argiles. Les calcaires se présentent sous deux aspects bien distincts, en gros banc à patines gris-bleu et recristallisées. [4]

Les alluvions, les plus anciennes sont foncés et plus grossiers leurs diamètres atteint 20cm, ce qui concerne les alluvions récentes, on sépare d'une part des alluvions et d'autre part des surfaces d'érosion. En effet les deux phénomènes à savoir alluvionnement et érosion peuvent se produire simultanément, ces alluvions sont généralement bien lavées leurs tailles est variable puisque on trouve à la fois du sable et des blocs. [4]

Les formations géologiques dans la zone d'étude sont représentées sur la carte de la **figure II-5** qui est extraite de la carte géologique de Blida



la légende







	Schiste de la chiffa ' S '
	Le Miocène (m¹c)
	Sénonien ' C₈₋₇ '
	Le Pliocène (P¹)
	Alluvions Anciennes q¹
	Alluvions Récentes a²

Figure II-4 : extraite de la carte géologique de la région de Blida [M.Ficheur, 1895]
(source, ANRH)

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

La notice de la carte géologique définit les principales formations efflorant dans la zone d'étude comme suit :

La litho stratigraphie de la région de Blida est

- **Schiste de la chiffa ' S ' :** Puissante série des schistes argileux. A
- **Sénonien ' C8-7 ' :** Constitué par des marnes bleuâtres feuilletées avec rognons de calcaires jaunes
- **Le Miocène (m1c)** est constitué par des marnes compactes et d'argiles marneuses avec des intercalations de grès peu importants.
- **Le Pliocène (P1)** est représenté par des argiles marneuses, des calcaires, du sable et des calcaires.

Quaternaire :

- **Alluvions Anciennes q1 :** Ce niveau est constitué par des dépôts caillouteux au pied de l'atlas Blidéen.
- **Alluvions Récentes a2 :** Constitué par des dépôts limoneux de la partie moyenne de la Mitidja.

En conclusion, il n'y a aucun problème pour la solution d'un aménagement avec un canal en béton ou gabionnage sur la longueur de l'oued, la fondation est de caractère graviers argileux, mélange de gravier, sable et argile. des coupes géologiques des fouilles de oued Sidi El Kbir sont représenté dans la **Figure II-5**

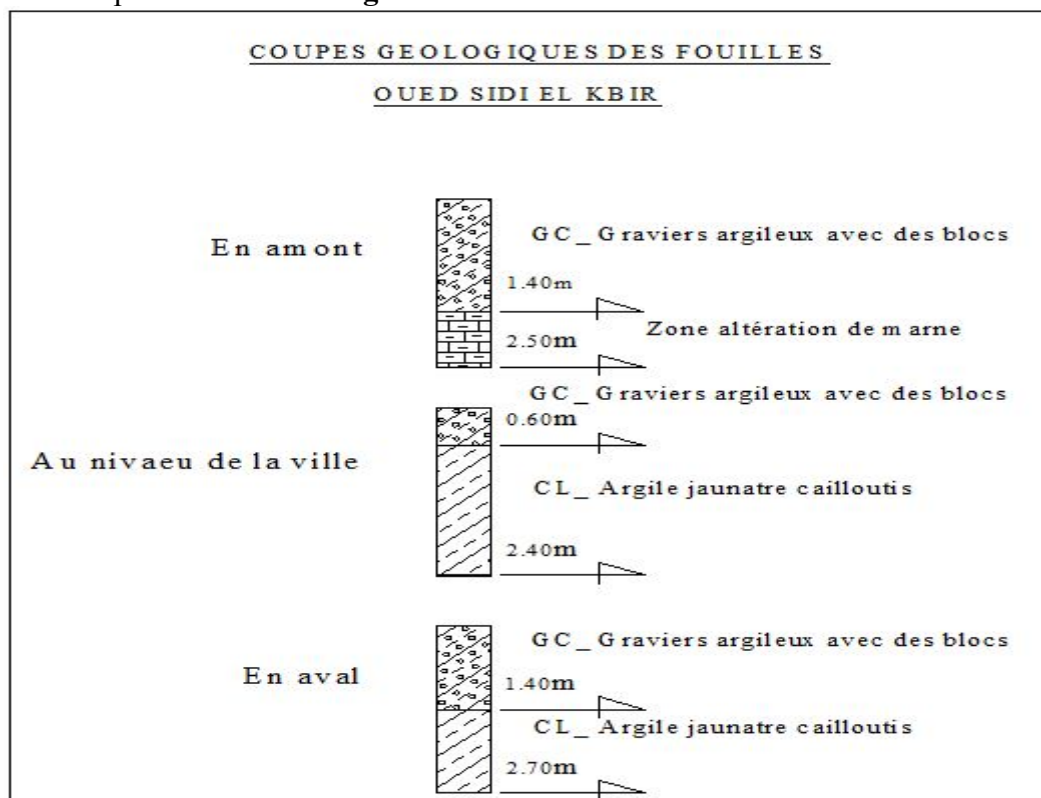


Figure II-5 : coupes géologiques des fouilles de l'oued Sidi El Kbir (étude géologique de la SETHYAL 1982)

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II-6 Sismicité de la région :

D'après le nouveau découpage des zones sismiques en Algérie, due au dernier séisme de Boumerdes en mai 2003, la Wilaya se trouve dans la zone III, c'est-à-dire une zone à forte sismicité

Le zonage sismique administratif du territoire algérien par wilaya est présenté dans la **figure II-6** suivante :

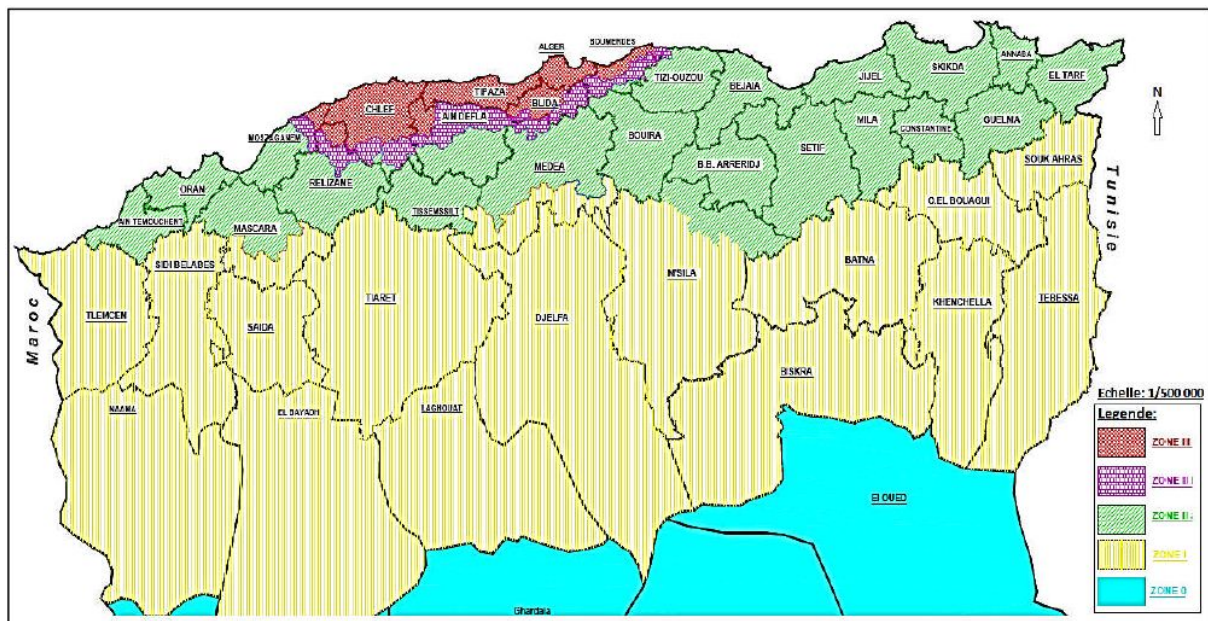


Figure II-6 : zonage sismique administratif du territoire algérien [5]

II-7 Caractéristiques climatologique de la région :

Le climat de la zone de Oued sidi el kbir et ces environs subit par sa situation géographique, la double influence de la mer et de la montagne, il subit pratiquement des mêmes variations que les zones côtières.

Les caractéristiques essentielles de ce climat résident dans l'alternance d'une saison sèche (de Mai – Septembre) et d'une saison pluvieuse (d'Octobre – Avril).

II-7-1 Température :

La zone d'étude est influencée par le climat méditerranéen à tendance subhumide, en été il fait chaud et sec, elle a un hiver pluvieux et doux avec chute des neiges dans les parties dépassants les 800 mètres d'altitudes

Le tableau II-1 présente quelques températures des saisons sèche et froide de l'année 20013

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II-1 : les températures

Saisons	Chaude				Froide		
	Juin	Juillet	Août	septembre	Décembre	Janvier	février
Températures (c°) Mensuelles	30	35	37	31	8	7	7.8

Source A.N.R.H (BLIDA)

II-7-2 Humidité relative :

Il est à noter que l'humidité relative est un élément climatique très important dans le cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et le couvert végétal.

- Le mois le plus humide est le mois de Janvier avec 74% ;
- Le mois le moins humide est le mois d'Août avec 57%.

II-7-3 Vent :

Le maximum de force des vents est au cours de l'hiver et le minimum est à la fin de l'été, avec des directions est vers nord est à nord vers nord West. La vitesse moyenne annuelle des vents est de 2.4 à 2.8 m/s.

Le sirocco est arrêté par le contrefort de la montagne de CHREA (Atlas Blidéen).

Tableau II-2 : variation moyenne des vitesses du vent de l'année 2013

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vent moy (Km/h)	2.62	3.6	3.01	2.8	2.4	3.4	3.7	3.5	3.08	2.5	2.0	3.2

Source A.N.R.H (BLIDA)

II-7-4 Pluviométrie :

Les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (de Octobre à Avril) et les précipitations sont intenses de Novembre à Février quant au mois de Juin, Juillet et Août sont absents ou faibles.

Selon la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établie par l'ANRH, la lame d'eau précipitée dans la zone d'étude varie dans une fourchette de 500 à 900 mm. Toutefois, les précipitations varient selon l'altitude et les reliefs. Vers le Nord la pluviométrie est beaucoup plus importante quand en s'approche de la mer.

La nappe souterraine de Mitidja est alimentée directement à partir de ces pluies tombées sur les pentes de l'Atlas Blidéen.

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II-3: Données pluviométriques de la station de Blida (x=503.8 km, y=351km.35, z=110 m) de l'année 2013

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Pluie (mm) mensuelle	25.35	49.0	85.1	81.07	85.6	69.5	61.8	45.8 9	32.8 8	6.68	2.83	5.20	551

Source : ONM

II-8 Actualité de l'oued :

Une reconnaissance est faite afin de délimiter la zone à aménager et permettre l'identification et l'évaluation des désordres et dysfonctionnement existants sur l'oued Sidi El Kbir ainsi que la localisation des rejets et infrastructures qui longent l'oued

Le tracé de l'oued Sidi El Kbir traverse une dizaine de ponts de différent type, des ponts à poutres en béton et des ponts à arches en maçonnerie, en plus un ancien barrage déversoir hors service à quatre vannes secteur et plusieurs passerelles pour piéton. [6]

La longueur de la zone à aménager est d'environ 4km dont un tronçon de 395m environ est aménagé par un canal rectangulaire en béton armé, selon les dimensions définies sur la **figure II-7** ci-dessous.

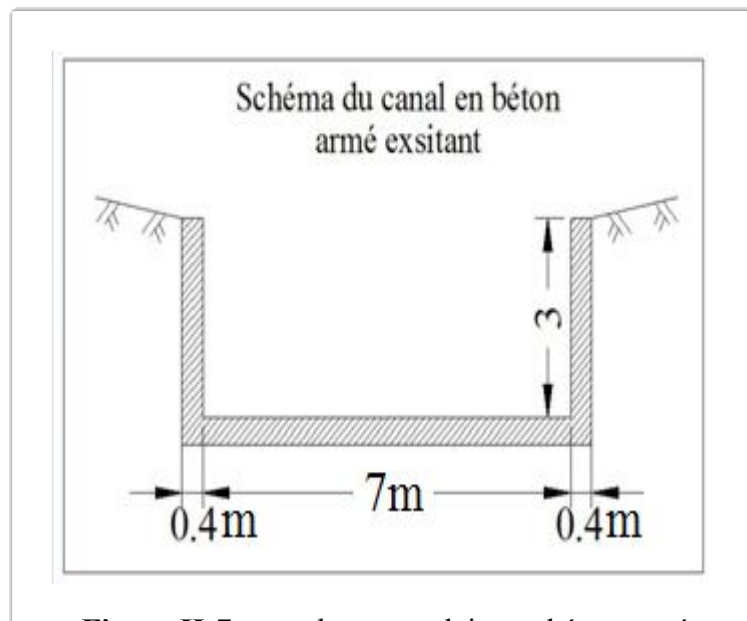


Figure II-7 : canal rectangulaire en béton armé

Ce canal est obstrué par des remblaiements, déchets urbains et végétations.

Nous avons constaté des aménagements existants avec des murs en pierrailles datés de l'époque coloniale, sur des tronçons de l'oued, la largeur de l'aménagement est très importante allant jusqu'à 60m.

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Mais malheureusement le lit d'oued a été envahi par les habitations précaires à l'intérieur de cette protection, et cela malgré les risques d'inondation que courent les habitants.

II-8-1 Les points de rejet :

Le long de l'oued Sidi El Kbir, ils existent environ 12 rejets de différents types et diamètres. [6]

- 03 rejets aménagés en Ø1000 ;
- 04 rejets aménagés en Ø800 ;
- 01rejet aménagé en 2 fois Ø500 ;
- 02 rejets à dalots un 1mx1m et l'autre 1mx2m ;
- 02 rejets non aménagés, le premier est au niveau des locaux commerciaux sur la rive droite et l'autre à 150m après la passerelle métallique toujours sur la sur la rive droite.

II-8-2 Les anomalies rencontrées sur l'oud :

- Le long de l'oued Sidi El-Kbir ils existent plusieurs anomalies parmi ces anomalies on site les suivantes : [6]
- Risque de crue sur les habitants limitrophes à la section de l'Oued.
- Pollution du cours d'eau et atteinte à l'environnement (Déchets et Rejets urbains).
- Modification de la section hydraulique naturelle de l'oued dans certains endroits par des travaux de terrassement (remblaiement).
- Agression de la servitude de l'Oued par des constructions illicites voir aussi sur les voiles en béton armé du canal existant.
- Détérioration des ouvrages existants (Talus en pierrailles, ponts routiers ou piétons, seuils déversant, canaux, gabionnage ...etc.).
- Certains tronçons de l'Oued sont totalement obstrués par des constructions sur les berges.

II-8-3 Représentation de la situation de l'oued par quelques photos :



Figure II-8 L'amont de l'oued (2 × Ø1000) (06/2016)



Figure II-9 Violation de la servitude de l'oued d'habitations sur la rive droite du lit mineur



Figure II-10 Baraquement sur la rive droite du lit mineur (06/20016)



Figure II-11 Rejet des eaux usées des particuliers (06/20016)



Figure II-8 Talus en pierraille, et décharge d'ordures (06/2016)



Figure II-13 Passage (06/20016)

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude



Figure II-15 Groupe (06/20016)



Figure II-16 Pont Routier en pierrailles (06/20016)



Figure II-12 Groupe d'habitations au bord de la berge RD (06/20016)



Figure II-17 Violation du lit mineur par des constructions (06/20016)



Figure II-14 Barrage déversoir coté amont (hors service) (06/20016)



Figure II-19 Barrage déversoir coté aval (06/20016)



Figure II-21 Remblaiement du lit d'oued (06/20016)



Figure II-22 Remblaiement dans le canal BA (06/20016)



Figure II-18 Violation du lit par des rejets et déchets (06/20016)



Figure II-23 Canal existant en Béton armé (06/20016)



Figure II-20 Constructions sur le voile du canal (06/20016)



Figure II-24 Végétation dans le canal Béton armé (06/20016)

II-9 Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région et l'état actuel de l'oued. Ces données vont nous aider à connaître les problèmes existants et de proposer des solutions efficaces pour la protection de notre oued contre les inondations.

Chapitre III :
Etude hydrologique

Chapitre III : étude hydrologique

III-1 Introduction :

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

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.

La connaissance des observations pluviométriques constitue le seul outil pour la compréhension du comportement hydrologique d'un événement. Ainsi il devient impératif de connaître les techniques appropriées pour obtenir le maximum d'information sur les échantillons et évaluer la quantité de conclusion déduite.

L'objectif de cette partie est de déterminer les caractéristiques du forme du bassin versant de oued Sidi el-Kbir ainsi que rassembler les données pluviométriques de la région et les analyser pour la détermination de la pluie maximale fréquentielle et les pluies de courte durée qui sont génératrices des inondations.

III-2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

Les caractéristiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique et notamment le régime des écoulements en période de crue et d'étiage.

Les caractéristiques morphométriques sont calculées à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50000 (Figure III-1).

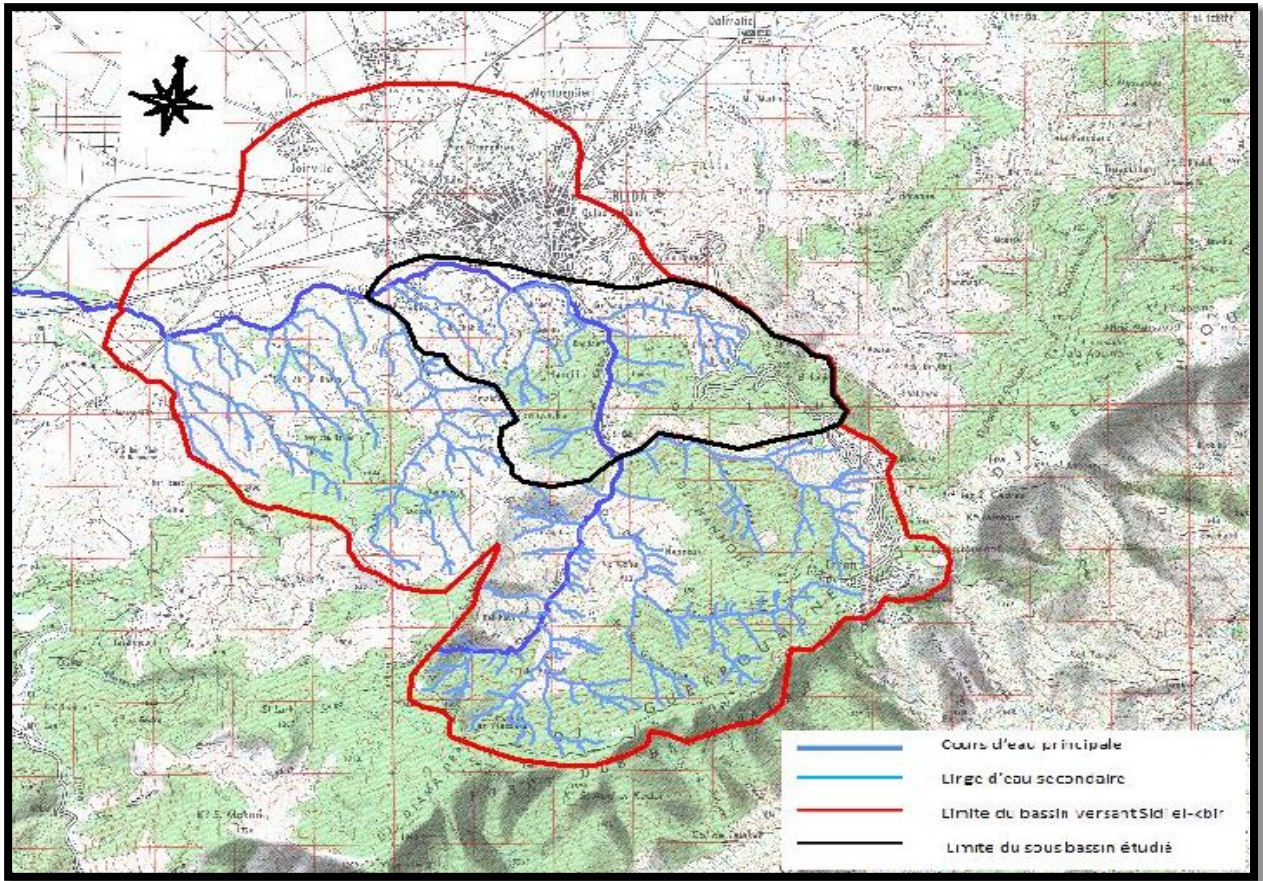


Figure III-1 : Les caractéristiques morpho métriques du bassin versant (réalisé par nos soins avec MapInfo 8.0 sur fond carte topo e=1/50000)

III-2-1 Paramètres géométrique :

III-2-1-1 Superficie du bassin versant :

Après avoir délimité le contour du bassin versant, sur la carte d'état major la surface est de $S_{BV} = 11.20 \text{ Km}^2$.

III-2-1-2 Périmètre du bassin versant : $P = 18.30 \text{ Km}$

III-2-1-3 Indice de compacité de Gravelius :

Indice de Gravelius « K_c » Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisent la forme du bassin, il nous permet de faire une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l ayant la même surface que le bassin versant.

$$K_c = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (III.1)$$

Avec :

P : le périmètre du bassin versant (Km),

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

Pour notre cas d'étude la valeur du coefficient de compacité est $K_c = 1,53$

Si $K_c > 1$ Notre bassin a une forme « **allongée** ».

III-2-1-4 Le rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

$$L, l = K_c \cdot \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (III.2)$$

Avec

K_c : Indice de compacité de Gravelius

S : surface du bassin versant

L : La longueur du rectangle équivalent

l : La largeur du rectangle équivalent

III-2-2 Paramètres du relief :

Le relief a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

III-2-2-1 Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin donc du relief.

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

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.

La répartition des surfaces partielles en fonction des altitudes du bassin est donnée dans le tableau suivant

Tableau III.1: les surfaces partielles en fonction des altitudes du bassin

Altitudes m	Surfaces partielles en Km ²	Surfaces partielles en %	Surfaces cumulées en %
960-900	0,07	0,66	0,66
900-800	0,34	3,04	3,7
800-700	0,9	8,01	11,71
700-600	1,68	14,97	26,68
600-500	2,15	19,23	45,91
500-400	2,43	21,7	67,61
400-300	2,31	20,66	88,26
300-200	0,86	7,71	95,97
200-195	0,45	4,03	100
Somme	11,2	100	

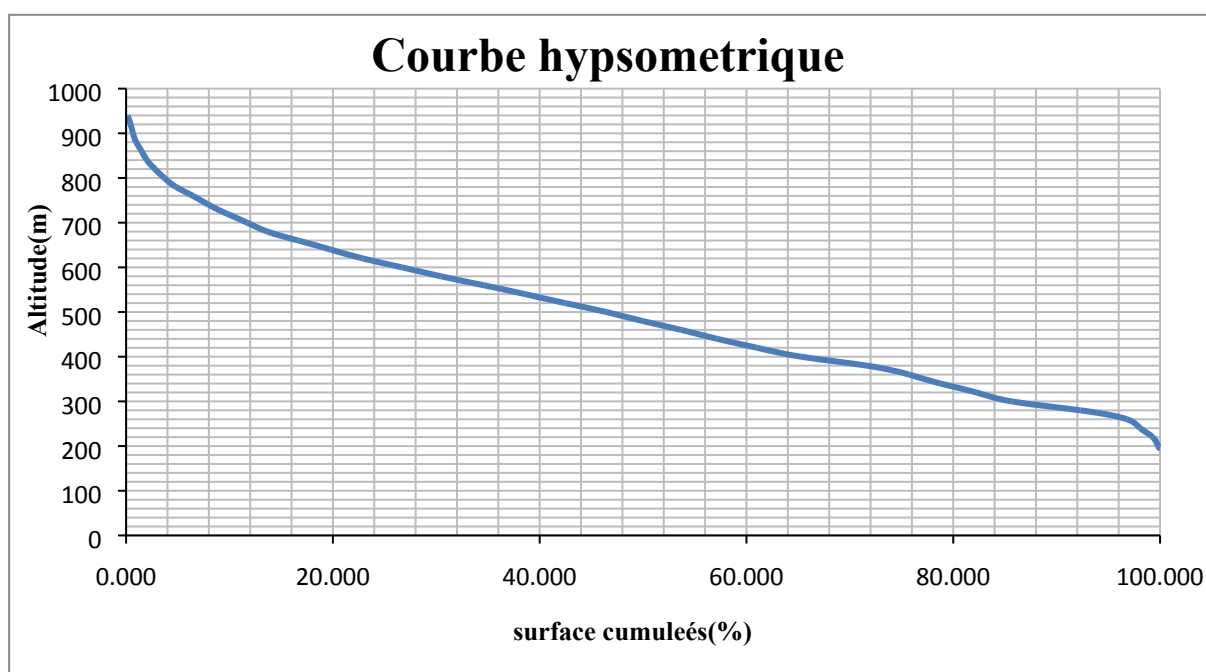


Figure III-2 : la courbe hypsométrique

III-2-2-2 Altitude moyenne du bassin versant :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

- **Graphiquement**

Correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique : $H_{50\%} = 475 \text{ m}$.

• Analytiquement

$$H_{moy} = \frac{\sum_i \frac{S_i H_i}{S}}{\sum_i \frac{S_i}{S}} \quad (III.3)$$

Avec :

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Alors : $H_{moy} = 492.52 \text{ m}$.

Ces deux grandeurs se rapprochent de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

III-2-2-3 Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5 L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5 L_n)}{S} \quad (III.4)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1, L_2, L_3, \dots, L_n$: Les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

III-2-2-4 Indices de pente :

• Indice de pente globale I_g

A partir de la courbe hypsométrique, il est favorable d'en déduire les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

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

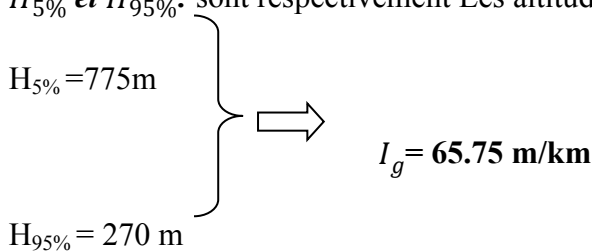
D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m)

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

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

$H_{5\%} = 775 \text{ m}$

$H_{95\%} = 270 \text{ m}$



$$I_g = 65.75 \text{ m/km}$$

• **Classe de relief**

La valeur de I_g nous donne une idée sur le relief du bassin versant comme le tableau suivant

Tableau III.2_ le relief en fonction de la valeur de I_g

Classe de relief	I_g (m/km)	Type du bassin
R2	$2 < I_g < 5$	Les bassins de plaine
R3	$5 < I_g < 10$	Des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone a ondulation du terrain
R4	$10 < I_g < 20$	Ondulation du terrain
R5	$20 < I_g < 50$	Région de collines
R6	$I_g > 50$	Région de montagne

A partir de la valeur de I_g calculée dans notre cas, le type du relief du bassin est «Région de montagne »

• **Indice de pente moyenne I_{pm}**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (III.6)$$

⇒ $I_{pm} = 9.96\%$

• **Indice de pente M.ROCHE I_p**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (III.7)$$

L : longueur du rectangle équivalent (m)

S_i : Surface partielle en (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

III-2-2-5 Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficies différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (III.8)$$

Tableau III.3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est assez fort car $D_s = 220.04 \text{ m}$

III-2-3 Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels.

Permanents ou temporaires. Qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

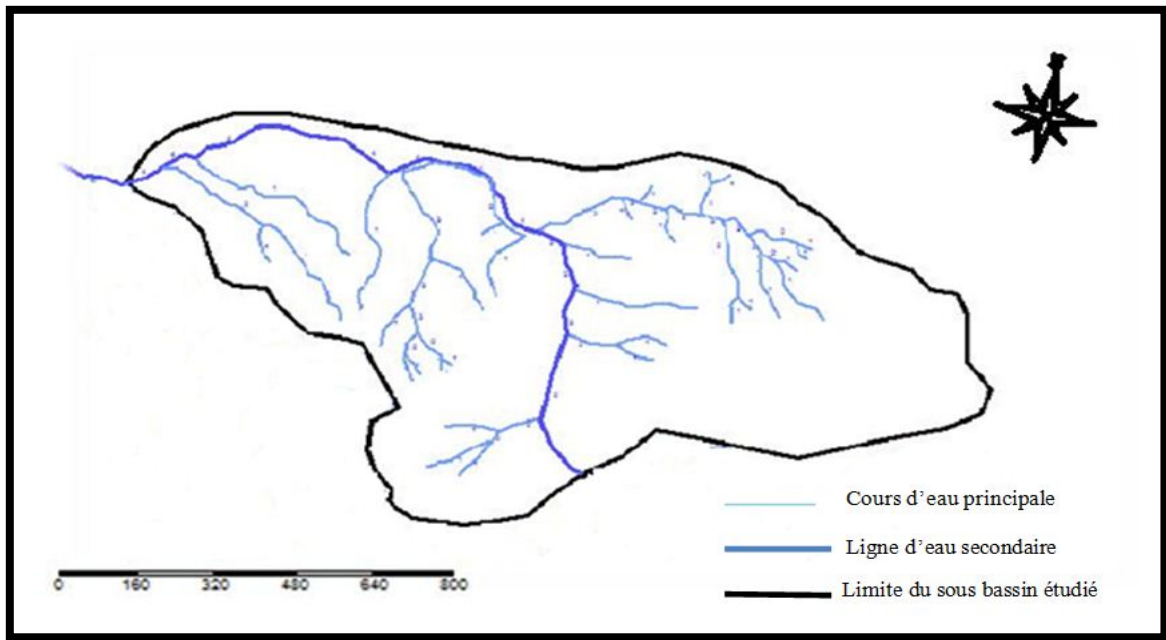


Figure III-3 : le réseau hydrographique de la zone d'étude (réalisé par nos soins avec MapInfo 8.0)

III-2-3-1 La densité de drainage :

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (III.9)$$

Avec :

D_d : Densité de drainage [km/km²] ;

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

S : surface du bassin versant [km²].

$$\sum_{i=1}^n L_i = 31.83 \text{ Km.} \quad \text{et} \quad D_d = 2.84 \text{ Km/Km}^2$$

III-2-3-2 La pente moyenne du cours d'eau principale :

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

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (III.10)$$

P_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distance en (m).

ΔL : longueur du cours d'eau principal [km].

III-2-3-3 Temps de concentration du bassin versant:

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. On peut l'estimer en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement

Le temps de concentration est déterminé a l'aide de nombreuses formules parmi lesquelles

- **La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy}}} \quad (III.11)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km²)

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)

- **Formule de Befani A. N.** Le temps de concentration est exprimé par :

$$t_c = L/v_c \quad (III.12)$$

L : la longueur du cours d'eau principal exprimée en Km.

v_c : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue, en Km/h.

La vitesse de concentration, par Befani A.N., pour les petits bassins versants, est exprimée comme suit :

$$v_c = 0.75S^{1/5}I_c^{1/3} \quad (III.13)$$

S : la superficie du bassin versant, en Km².

I_c : la pente moyenne du talweg principal, en ‰.

- **La formule de KIRPICH**

$$t_c = 0.6615(L_p)^{0.77}I_g^{0.385} \quad (III.14)$$

L_p : la longueur du cours d'eau principal exprimée en Km

I_g : Indices de pente globale

Tableau III-4 ; Temps de concentration selon les déférent formules

Formules	Temps de concentration [heure]
Formule de Giandotti	1.32
Formule de Befani A. N	2.77
Formule de KIRPICH	2.29

Commentaire ; Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc = 1.32 heures**, trouvée par la formule **Giandotti car Giandotti prend en considération plus de paramètre pour le calculer le Tc**

III-2-3-4 La vitesse de ruissellement :

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad [Km/h] \quad (III.15)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h).

Tableau III-5 ; Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versant

Caractéristiques	Symbole	Unités	Valeur
Morphométrie			
Surface	S	Km ²	11.2
Périmètre	P	Km	18.30
Longueur du thalweg principal	L	Km	4
Indice de compacité	KC	-	1,53
Longueur du Rectangle équivalent	Lr	Km	7.68
Largeur du Rectangle équivalent	Lr	Km	1.47
Les reliefs			
Altitudes maximale	Hmax	M	960
Altitudes moyenne	Hmoy	M	492
Altitudes minimale	Hmin	M	195
Altitudes 95%	H _{95%}	M	270
Altitudes médiane	H _{50%}	M	475
Altitudes 5%	H _{5%}	M	775
Pente moyenne de B.V		m/km	254.51
Indice de pente globale	Ig	m/km	65.75
Indice de pente moyenne	Ipm	%	9.96

Suite du Tableau III-5			
Indice de pente de M Roche	Ip	%	3.29
Dénivelée spécifique		M	33.33
Le réseau hydrographique			
Pente moyenne de cours d'eau principale		%	20.09
Densité de drainage	Dd	Km/Km ²	2.84
Tempe de concentration	Tc	H	1.32
La vitesse de ruissellement	Vr	Km/h.	2.94

III-3 Analyse des donné pluviométrique :

III-3-1 Identification de la station pluviométrique :

Avant d'évaluation les précipitations sur les bassins versant nous avons analysée les données disponibles à la station pluviométrique de Blida.

Les paramètres hydrologiques de la station pluviométrique de Blida, considérée la plus proche au bassin sont

Tableau III-6 : la station pluviométrique

<i>Station</i>	<i>Code</i>	<i>Source</i>	<i>Coordonnées Lambert</i>			<i>Années D'observation</i>	<i>N</i>
			<i>X (km)</i>	<i>Y (km)</i>	<i>Z (m)</i>		
<i>CHREA</i>	<i>021116</i>	<i>A.N.R.H</i>	<i>503.80</i>	<i>351.35</i>	<i>110</i>	<i>1979 - 2010</i>	<i>32 ans</i>

III-3-2 Etude pluies maximales journalières :

L'estimation des pluies journalières est souvent la génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

Tableau III-7 : série des pluies mensuelles et MAX journalières de la station de Chréa

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	PMax
1979	29,9	18,2	21,2	51,8	82	18,5	56,8	37,3	21,7	1,6	0,6	0	82
1980	2,9	9	23	52,8	25,8	22,7	27,6	18	15	1	0	16	52,8
1981	0,5	16,7	2,5	17,5	41,5	22,9	19,7	8,3	13	18	0	0	41,5
1982	16,2	33,7	70	27,9	0,6	20,8	11,7	3,1	0	0	12	0	70
1983	0	5,2	15,5	45,8	55,6	34,6	21,5	33	8,6	0	0	0	55,6
1984	29,4	84,4	16,8	40,3	17,7	21,6	50,9	15,9	35,5	0	0	0	84,4
1985	24,7	14,8	104,9	31,2	22,7	24,8	37,5	11,9	2,3	31,8	4,2	0	104,9
1986	26,9	57,1	27	99,3	27	31,5	6,2	0	2,5	8,1	1,7	0	99,3
1987	10,8	23,2	49,1	12,1	15,7	12	20,5	9,1	24,7	2,4	0	0	49,1
1988	28,8	4,6	10	43	12,2	1,7	32,9	18,7	16,7	12	0	6,9	43
1989	9,5	11	17,9	21,5	16	0	16,5	11,5	37,9	1,5	26,5	0	37,9
1990	2	15,5	27,2	38,4	20,6	24	30,3	6,7	16,7	3,4	0	2,2	38,4
1991	23,4	32,7	20,2	8,2	70,7	10,7	24	25,7	31,1	16,5	4,2	0	70,7
1992	6,6	37	33,2	19,8	19	31,7	6,7	8,8	39,4	0	0	4,3	39,4
1993	23,8	36,5	19,5	8,2	76,5	14,4	0	25,5	4,6	0	0	0	76,5
1994	42,5	60,6	21,3	20,2	41,8	16,5	39,2	5,7	0	8,1	0	21,7	60,6
1995	20,8	40	53,5	24,6	30	29,2	24	77	7,3	5,4	2	0,5	77
1996	25	41,5	4,5	20	13,9	24	10,6	19,7	8,4	1	0	31	41,5
1997	20	41,9	55,7	25	11	27,5	15,5	17	54	0,7	0	0	55,7
1998	18	11	26	24,6	38,5	42,5	34	4	0	1,2	0	1	42,5
1999	5,5	2,5	25,2	34	8	6,5	6	16,5	36,2	0	0	0	36,2
2000	6,5	27,7	51,5	18,2	38,5	17	0	69,6	4,5	0	0	0	69,6
2001	17	24	37	29	13	8,5	16,5	10,5	11	0	3,2	8,5	37
2002	22	24,5	35,5	24,2	28	55	7,2	27	15	0	0	0	55
2003	14,5	8	31,5	26,5	43	19	15,5	20,2	50	2	3	1,5	50
2004	2,2	26	47,2	27	28,5	31,2	17	15,6	1,6	0	0	0	47,2
2005	30,3	30,3	19,3	20,5	24,5	26	10,6	4,8	33	0	0	0	33
2006	17,5	8	29,5	34	5,1	0	0	19,5	8,6	0	2,5	0	34
2007	27,4	34,8	70	20	8	8	16,5	12	22,5	2,5	0	0	70
2008	9	18,1	29,9	27,3	39	5,2	23,5	10,4	18,6	0	2,1	15,1	39
2009	21,5	4,1	25	24	18,3	20,3	6,8	8,4	11	12,4	0,5	19,6	25
2010	0,3	16,3	12,6	21,9	45	44	15,1	31,1	47,6	11,6	0	2,5	47,6

III-3-2-1 Vérification de l'homogénéisation de la série :

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

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

- 1- Classer la série par ordre croissant.

- 2- La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieurs et 50% des x_i lui soient supérieurs.
- 3- Remplacer la série non classée par une suite de signes :

(+) pour les $x_i > M$

(-) pour les $x_i < M$

Tableau III-8 : classification de la série par ordre croissant

Année	Pjmax	Rang	Classement	Signe
1979	82	1	25	+
1980	52,8	2	33	+
1981	41,5	3	34	-
1982	70	4	36,2	+
1983	55,6	5	37	+
1984	84,4	6	37,9	+
1985	104,9	7	38,4	+
1986	99,3	8	39	+
1987	49,1	9	39,5	-
1988	43	10	41,5	-
1989	37,9	11	41,5	-
1990	38,4	12	42,5	-
1991	70,7	13	43	+
1992	39,4	14	47,2	-
1993	76,5	15	47,6	+
1994	60,6	16	49,1	+
1995	77	17	50	+
1996	41,5	18	52,8	-
1997	55,7	19	55	+
1998	42,5	20	55,6	-
1999	36,2	21	55,7	-
2000	69,6	22	60,6	+
2001	37	23	69,6	-
2002	55	24	70	+
2003	50	25	70	+
2004	47,2	26	70,7	-
2005	33	27	76,5	-
2006	34	28	77	-
2007	70	29	82	+
2008	39	30	84,4	-
2009	25	31	99,3	-
2010	47,6	32	104,9	-

- 4- Calculons les quantités N_s et T_s avec :
- N_s : nombre total de série (+) ou (-)
 - T_s : nombre de la plus grand série de (+) ou (-) successive
- 5- vérifie les deux conditions suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{(1-\alpha/2)}\sqrt{N + 1}) \quad (III.16)$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \quad (III.17)$$

Tableau III.9 : résultats de test de la médiane

N_s	16
T_s	5
$\frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$	10.87
$3.3(\log_{10}N + 1)$	8.27
Condition II.1	16 > 10.87 (vérifiée)
Condition II.2	5 < 8.27 (vérifiée)

Les conditions de tests sont vérifiées, ainsi on conclut que notre série de données est homogène

III-3-2-2 Paramètre statistique de la série des pluies maximales journalières :

Les résultats des paramètres statistiques de l'échantillon sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières

Nombre d'observation	31
Minimum	25
Maxime	104
Médiane	49
Moyenne	54.02
L'écart type	19.58
Coefficient de variation	0.36241

III-3-2-3 Ajustement de la série pluviométrique a des lois probabilistes :

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité. Après avoir calculé les caractéristiques empiriques, il faut choisir une loi de probabilité susceptible des 'ajuster d'une manière adéquate à la série d'observation.

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.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

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

III-3-2-3-1 Ajustement de La loi de Galton (log-normale) :

La fréquence expérimentale (au non-dépassement) par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (III.18)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (31)

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (III.19)$$

Où : u variable centrée réduite de GAUSS :

$$u = \frac{x_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (III.20)$$

L'équation de la droite de GALTON est donnée par la relation suivante :

$$\log_{p\%}(x) = \overline{\log(x)} + \sigma \log_{p\%}(U) \quad (III.21)$$

Avec :

$\overline{\log x}$: La moyenne de la série log(xi)

σ : Ecart type de la série log(xi)

U : variable réduite de Gauss

Tableau III.11 : Résultat d'ajustement des $P_{j,\max}$ a la loi de Galton

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théorique	Ecart-type
T(ans)	Q	Xt	Σ
100	0.99	113.08	19.83
50	0.98	103.35	14.93
20	0.95	90.19	9.63
10	0.90	79.80	6.76
5	0.80	66.67	5.08

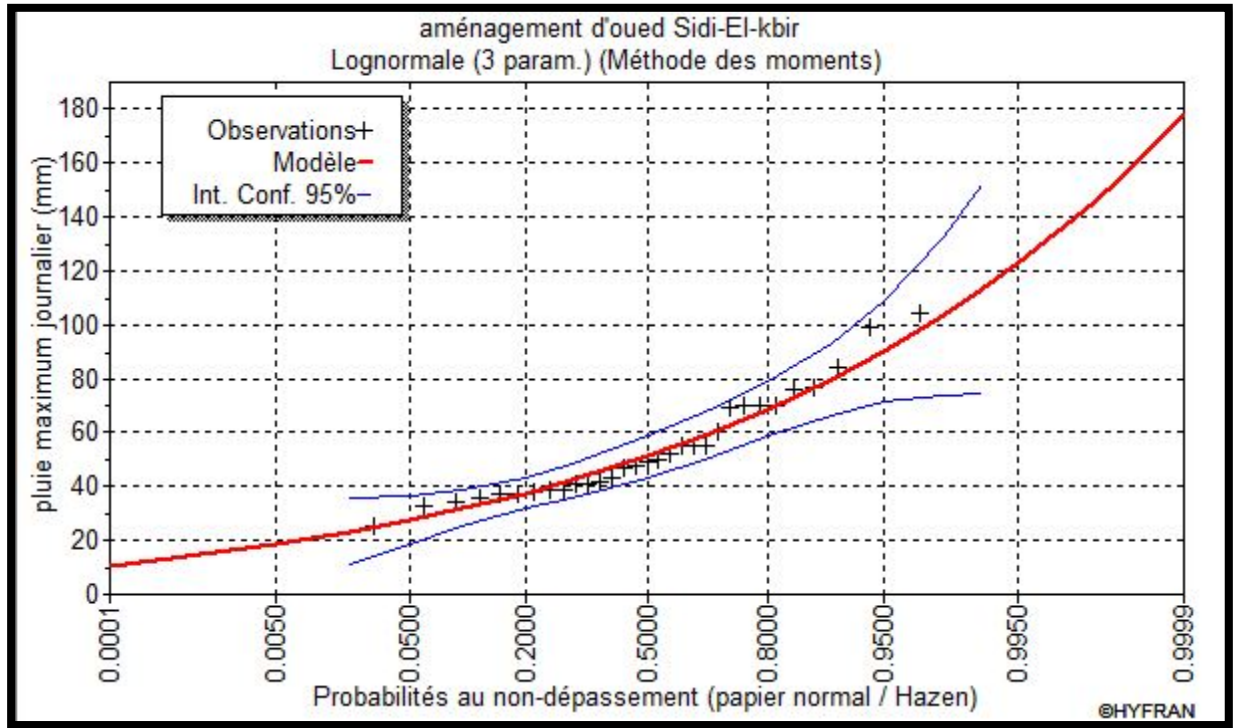


Figure III-4 : Présentation Granique de l'ajustement des $p_{j,max}$ a la loi Galton

III-3-2-3-2 Ajustement de La loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{III.22}$$

Tel que : $y = \frac{1}{a}(x - x_0)$

y : variable réduite de GUMBEL

1/a : la pente de la droite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

La variable x exprimé en fonction de la variable réduite y est l'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité Gumbel est donc :

$$P_{max,j} = (1/a)y + x_0 \quad (III.23)$$

Tableau III.12 : Résultat d'ajustement des $p_{j,max}$ a la loi de Gumbel

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théorique	Ecart-type
T(ans)	Q	Xt	Σ
100	0.99	115.43	13.797
50	0.98	104.77	11.884
20	0.95	90.546	9.274
10	0.90	79.559	7.341
5	0.80	68.104	5.435

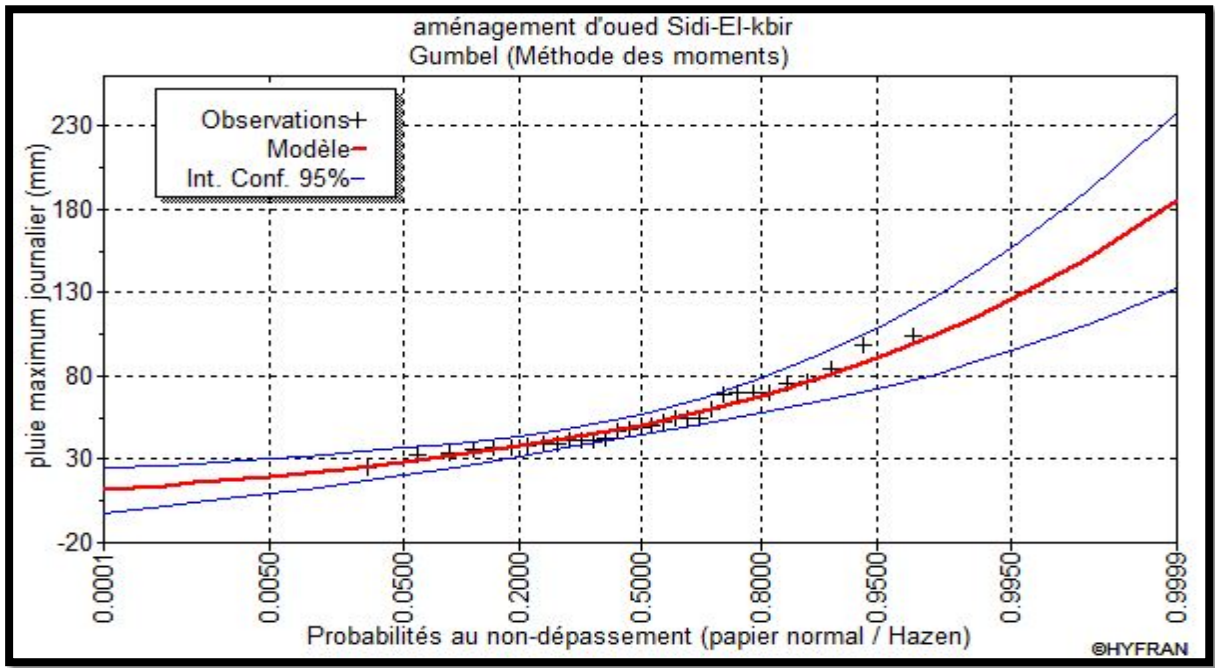


Figure III-5 : représentation Graphique de l'ajustement des $p_{j,max}$ a la loi Gumbel

III-3-2-3-3 Qualité d'ajustement :

- **Le test d'adéquation**

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique d'un échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié. L'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation.

L'un des tests les plus utilisés pour vérifier l'adéquation d'une loi à un échantillon donné est le test χ^2 . Les résultats du test d'adéquation suivant sont déduits à partir du logiciel HYFRAN :

$$\text{Galton : } \chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}} \quad \text{Ajustement valide}$$

Gumbel : $\chi^2_{calculée} < \chi^2_{théorique}$ Ajustement valide

Donc on constate que les deux lois d'ajustement sont adéquates

- **Le test visuel**

En se référant aux graphes obtenus, par le logiciel hyfran, celle de Gumbel et de log normale. Nous remarquons que l'ajustement issu de la loi de Gumbel est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique

III-4 Pluies de courte durée :

Ce sont des pluies qui apporte sur une courte durée une importante quantité d'eau cette quantité peut égaler celle reçue habituellement on un mois ou voir plus. Ce phénomène peut passer inaperçue dans une zone peut habiter mais on secteur urbaine le fort ruissèlement sur les surface imperméabilisé peut saturer les réseaux d'évacuation des eaux pluvial et causer des inondations avec des dégâts considérables

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation :

$$P_{cd} = P_{max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III.24)$$

P_{cd} : Pluie de courte durée (mm).

$P_{max,j}$: Pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm).

t : durée de l'averse

b : exposant climatique $b = 0.39$ selon les études régionales de l'ANRH.

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{cd}}{t} \quad (III.25)$$

P_{cd} : Pluie de courte durée (mm).

t : durée de l'averse

I : l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau suivant :

Tableau III.13 : Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées

T	100		50		20		10		5	
Durée	P t,T	I	P t,T	I	P t,T	I	P t,T	I	P t,T	I
0,25	19,46	77,86	17,67	70,67	15,27	61,07	13,42	53,66	11,48	45,93
1	36,77	36,77	33,37	33,37	28,84	28,84	25,34	25,34	21,69	21,69
2	47,19	23,59	42,83	21,41	37,02	18,51	32,52	16,26	27,84	13,92
3	54,6	18,2	49,56	16,52	42,83	14,28	37,63	12,54	32,21	10,74
4	60,56	15,14	54,97	13,74	47,51	11,88	41,74	10,44	35,73	8,93
5	65,63	13,13	59,56	11,91	51,48	10,3	45,23	9,05	38,72	7,74
6	70,08	11,68	63,61	10,6	54,97	9,16	48,3	8,05	41,34	6,89
7	74,08	10,58	67,24	9,61	58,11	8,3	51,06	7,29	43,7	6,24
8	77,72	9,72	70,55	8,82	60,97	7,62	53,57	6,7	45,85	5,73
9	81,09	9,01	73,6	8,18	63,61	7,07	55,89	6,21	47,84	5,32
10	84,23	8,42	76,45	7,64	66,07	6,61	58,05	5,81	49,69	4,97
11	87,17	7,92	79,12	7,19	68,38	6,22	60,08	5,46	51,42	4,67
12	89,94	7,49	81,63	6,8	70,55	5,88	61,99	5,17	53,06	4,42
13	92,57	7,12	84,02	6,46	72,62	5,59	63,8	4,91	54,61	4,2
14	95,07	6,79	86,29	6,16	74,58	5,33	65,53	4,68	56,09	4,01
15	97,46	6,5	88,46	5,9	76,45	5,1	67,18	4,48	57,5	3,83
16	99,75	6,23	90,54	5,66	78,25	4,89	68,75	4,3	58,85	3,68
17	101,95	6	92,54	5,44	79,98	4,7	70,27	4,13	60,15	3,54
18	104,07	5,78	94,46	5,25	81,64	4,54	71,73	3,99	61,4	3,41
19	106,12	5,59	96,32	5,07	83,25	4,38	73,14	3,85	62,61	3,3
20	108,1	5,4	98,11	4,91	84,8	4,24	74,51	3,73	63,77	3,19
21	110,01	5,24	99,85	4,75	86,3	4,11	75,83	3,61	64,9	3,09
22	111,87	5,09	101,54	4,62	87,76	3,99	77,11	3,5	66	3
23	113,67	4,94	103,18	4,49	89,17	3,88	78,35	3,41	67,06	2,92
24	115,43	4,81	104,77	4,37	90,55	3,77	79,56	3,32	68,1	2,84

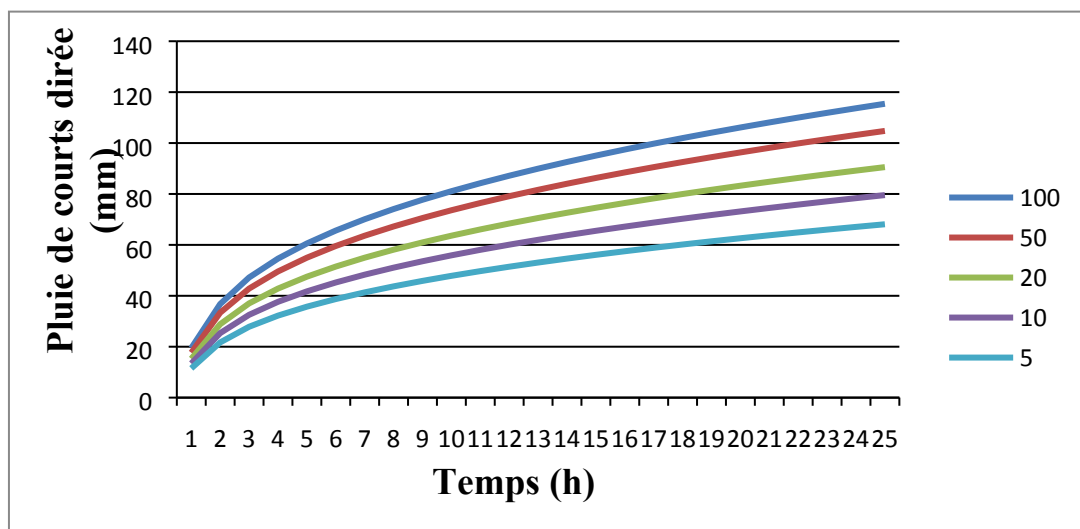


Figure III-6 : courbe de pluie de courte durée

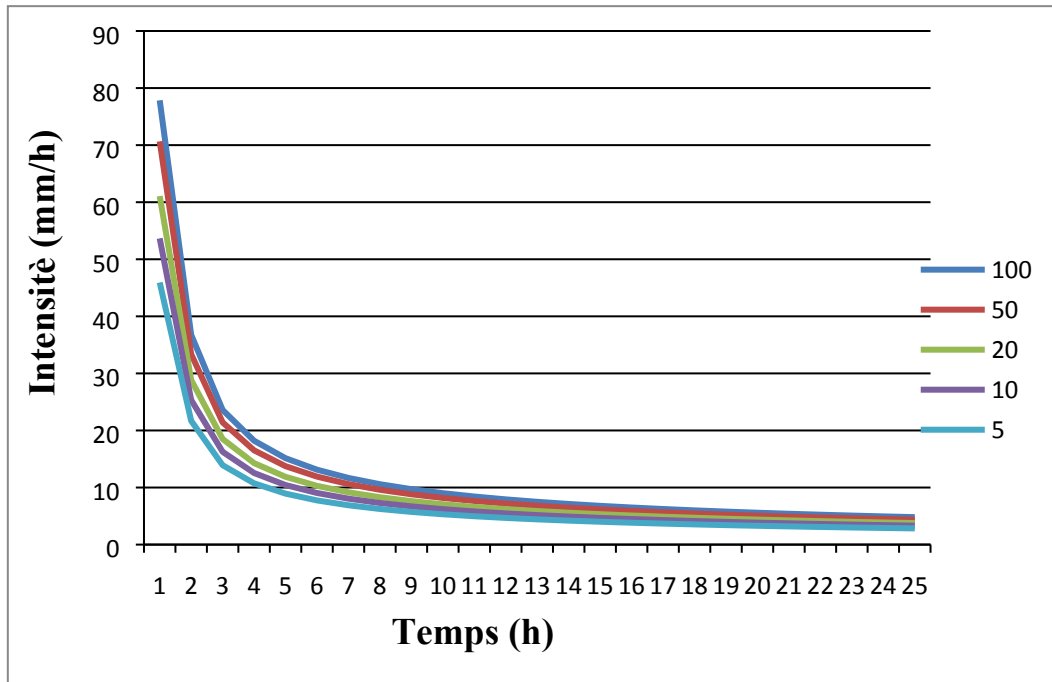


Figure III-7 : la courbe intensité durée fréquence (IDF)

III-5 Etudes des apports :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q = F (P - D) \quad (III.26)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (*apport*).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

III-5-1 Apports liquides :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III-5-1-1 Apport moyen interannuel (A_0) :

Vu l'insuffisance des données observées au niveau de la station de Blida, des formules empiriques seront utilisées pour estimer l'apport moyen.

- **Formule de l'ANRH**

On a :

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad (III.27)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

• **Formule de MEDINGUER :**

On a :

$$A_0 = L_e * S \quad (III.28)$$

$$L_e = 1024 (P_{moy} - 0.26)^2 \quad (III.29)$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

• **Formule de TURC**

On a :

$$A_0 = L_e * S \quad (III.30)$$

$$L_e = P_{moy} - D \quad (III.31)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2} \right] (\text{mm}) \quad (III.32)$$

L : Variable théorique égal à :

$$L = 300 + 25 T + 0.05 T^3 \quad (III.33)$$

T: Température moyenne annuelle (17°C).

• **Formule de SAMIE**

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (III.34)$$

P_{moy} : Pluie moyenne en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

• **Formule de COUTAGNE :**

$$A_0 = L_0 * S \quad (III.35)$$

$$L_e = P_{moy} - D \quad (III.36)$$

Où :

P_e : Pluie moyenne en [m].

D : Déficit d'écoulement en [mm].

$$D = P_{moy} - mP_{moy}^2 \quad (III.37)$$

m : coefficient régional :

$$m = \frac{1}{0.8 - 0.6 t_0} \quad (III.38)$$

$t_0 = 17^\circ\text{C}$: Température moyenne interannuelle en [°C].

Tableau III 14 : Rrécapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Mm ³)	Lamme d'eau (mm)
Formule de l'ANRH	1.59	--
Formule de MEDINGUER	0.97	86.71
Formule de TURC	1.12	100.10
Formule de SAMIE	0.97	86.71
Formule de COUTAGNE	0.56	50.10
Apport retenu	0.97	86.71

Commentaire :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode donc on adopte la formule de *MEDINGER* parce ces valeurs sont proches à La valeur moyenne des 4 formules empiriques

III-5-2 Caractéristiques de l'écoulement :

III-5-2-1 Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$M_e = A_{moy} / T \quad (III.39)$$

A_{moy} : Apport moyen annuel

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s

III-5-2-2 Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a :

$$M_0 = M_e / S_{BV}. \quad (III.40)$$

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

III-5-2-3 Lame d'eau écoulée :

On a :

$$L_e = A_{moy} / S_{BV} \quad (III.41)$$

A_{moy} : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin

III-5-2-4 Coefficient de l'écoulement (Ce):

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (III.42)$$

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm] ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm].

III-5-2-5 Coefficient de variation (CV) :

Pour calculer le coefficient de variation CV, on doit utiliser les formules empiriques suivantes:

• **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a :

$$C_V = a - 0.063 * \log_{10}(S + 1) \quad (III.43)$$

Avec

$$a = 0.78 - 0.29 * \log_{10}(M_0) \quad (III.44)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

• **Formule de OURK GUIPROVODKHOZ :**

On a :

$$C_V = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \quad (III.45)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

• **Formule de L'ANTONOV:**

On a :

$$C_V = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (III.46)$$

S : Superficie du bassin en [km²]

Les résultats des caractéristiques d'écoulement sont portés dans le tableau suivant :

Tableau III 15: résumé des caractéristiques d'écoulement

caractéristiques d'écoulement	M_e (l/s)	M_0 (l/s/km ²)	L_e (mm)	C_e	CV		
					Formule SOKO	Formule ANTO	Formule OURK
Les valeurs	50	4.50	141.96	0.26	0.52	0.85	0.36

On prend les valeurs de la formule de *SOKOLOVSKY* parce qu'elle prend en considération plus de paramètre de calcul donc elle est plus précise

III-5-3 Apports solides :

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du B.V, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à utiliser les méthodes empiriques qui nous permet de donner un ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Le calcul de transport solide se fera par l'utilisation de deux formules suivantes:

III-5-3-1 Formule Sogreah :

$$T_a = 350 * P^{0.15} \tag{III.47}$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en T/Km²/an

P: Précipitation annuelle moyenne en mm

III-5-3-2 Formule de Tixeront !

La formule de Tixeront, s'écrit :

$$T_a = \alpha \cdot L_e^{0,15} \tag{III.48}$$

Où :

L_e : Lame d'eau ruisselée en (mm)

T_a : Taux d'abrasion en T/Km²/an

α : Coefficient variable en fonction de la perméabilité du bassin versant

Tableau III 16: valeurs du coefficient α

$\alpha < 75$	les terrains à forte perméabilité
$75 < \alpha < 350$	les terrains de perméabilité moyenne
$\alpha > 350$	les terrains à faible perméabilité

$\alpha = 350$ (Perméabilité faible à moyenne).

Pour la suite de l'étude, nous adopterons un taux d'abrasion de **T/Km²/An**

Le volume des sédiments est donné par la relation suivante :

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} \quad (III.49)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments : $\gamma = 1.4 \text{ T/m}^3$.

d : Densité des sédiments (=1.3) en T/m³

T_a: Taux d'abrasion en T/Km²/an

S : Superficie du BV en km².

Tableau III 17: récapitulatif des apport solide

S (km ²)	Le (mm)	T _a (T/Km ² /an)	V _s (m ³ /an)
11.2	141.96	902	104.69

Ces apports solides seront charriés par les eaux d'Oued Sidi El Kbir, principalement, lors des épisodes de crues. Il sera, par conséquent, nécessaire, après chaque crue importante, de procéder au curage des parties canalisées de l'oued.

III-6 Etude des crues :

Après avoir étudié les caractéristiques du bassin versant (la morphologie, les propriétés physiques de versant, la structuration du réseau...). Et on a déterminé la quantité de pluie d'une période de retour de 100 ans supposée à la base de la génération de la crue de projet. On se trouve devant la question suivante : Quelle sera la quantité de débit d'eau qui sera générée à l'exutoire de notre bassin versant ?

Pour arriver à une réponse clair et représentative on doit connaitre la réponse hydrologique (la manière comment va réagit notre bassin versant lorsque est soumis à la sollicitation suivante (pluie journalière d'une quantité de 115 mm et d'une période de retour de 100 ans).

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

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

III-6-1 Calcul le débit de point par les formules empiriques :

En l'absence de données hydrométriques propres aux bassins versants étudiés, nous procéderons à l'étude des crues de différentes fréquences (T) à l'aide des formules empiriques les plus fréquemment utilisées en Algérie.

Les formules empiriques utilisées sont les suivantes.

- Méthode de SOKOLOVSKI
- Méthode de MALLET-GAUTHIER
- Formule de TURAZZA

III-6-1-1 Méthode de SOKOLOVSKI :

Cette méthode est bien adaptée aux bassins de petites dimensions et sa formule de base s'écrit :

$$Q_{max} \% = \frac{0,28 \times Ptc\% \times Cr \times S \times f}{Tm} \tag{III.50}$$

Avec :

Q max %: Débit maximal fréquentiel en m³/s

Ptc: Pluie de courte durée égale au temps de concentration, en mm

Cr: Coefficient de ruissellement moyen, égal à 0,26

S: Surface du bassin versant en Km²

T: Temps de montée de la crue (pris égal au temps de concentration pour les petits bassins,

f: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (=3, voir tableau ci-dessous)

Tableau III 18: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue *f*

Description du cours d'eau	Valeur de <i>f</i>
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0

III-6-1-2 Méthode de MALLET-GAUTHIER :

La formule de base de cette méthode s'écrit :

$$Q_{\max} \% = \left[2 \times K \log (1 + A \times P_{\text{moy}}) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \right] \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (III.51)$$

Avec :

K: Facteur cartographié pour l'Algerie (entre 1-3) pour l'oued Sidi El Kbir (K= 3)

A: Coefficient égal à 25 pour un bassin versant normal

P_{moy}: Pluie maximale journalière moyenne, en m 5.6

S: Surface du bassin versant en Km²

L: Longueur du thalweg principale en Km 2.82

T: Période de retour en années.

III-6-1-3 Formule de TURAZZA :

Cette formule de calcul des débits maximaux fréquentiels a pour spécificité de tenir compte de la variation du coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour et s'écrit :

$$Q_{\max} \% = \frac{C \times H \times S}{3,6 \times T_c} \quad (III.52)$$

Où :

C: Coefficient de ruissellement (voir tableau ci-dessous)

H: Pluie de courte durée égale au temps de concentration en mm

S: Surface du bassin versant en Km²

T_c: Temps de concentration

Tableau III 19: Valeurs du coefficient de ruissellement C.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	200	1000
C	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35

Les résultats des calculs, des trois formules empiriques sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III 20: Les résultats des calculs du débit.

P.D.Retour:	TURAZZA:	Sokolovsky:	mallet -gautier:
	Q_{max}	Q_{max}	Q_{max}
100	21.76	68.45	55.73
50	15.8	62.13	48.55
20	10.24	53.69	39.18
10	6	47.18	31.76
5	2.57	40.38	24.03

III-6-2 Détermination des hydrogrammes probables par la méthode de SOKOLOVSKY:

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques :

- **La montée de la crue :**

$$Q_m = Q_{max} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \quad (III.53)$$

- **La décrue :**

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{t_d - t}{t_m} \right]^m \quad (III.54)$$

Q_{max} : Débit maximum de crue (de pointe) en m^3/s

Q_m : Débit instantané au moment de la montée en m^3/s

Q_d : Débit instantané au moment de la décente (décrue) en m^3/s

t_m : Temps de montée de la crue ;

t_d : Temps de la décrue ;

m, n : puissance des équations $m = 3, n = 2$;

Et avec quelques formules : $t_m = t_c$; $t_b = t_m + t_d$; $t_d = \gamma.t_m$ avec $\gamma = 2$

Tableau III 19: Temps caractéristiques des bassins versants

Temps (h)	t_m	t_d	t_b
Valeur	1.32	2.64	3.96

Pour dessiner l'hydrogramme de crue on vas prendre les valeur du débit calculé par la méthode de SOKOLOVSKY qui sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III 20: les débits utilisé pour le dessiner l'hydrogramme de crue

T (ans)	100	50	20	10	5
Q _{max} (m ³ /s)	68.45	62.13	53.69	47.18	40.38

Les débits de crues des différentes périodes de retour du bassin versant sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III 21: Les débits de crues des différentes périodes de retour

	5ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
10	0.08	0.09	0.11	0.13	0.14
20	0.65	0.76	0.86	1	1.1
30	2.19	2.56	2.92	3.38	3.72
40	5.2	6.08	6.92	8	8.82
50	10.16	11.87	13.51	15.63	17.22
60	17.56	20.51	23.34	27.01	29.76
70	27.88	32.57	37.07	42.9	47.26
79.2	40.38	47.18	53.69	62.13	68.45
80	39.77	46.47	52.88	61.19	67.42
90	32.67	38.17	43.44	50.27	55.38
100	26.47	30.93	35.2	40.73	44.87
110	21.11	24.66	28.07	32.48	35.78
120	16.52	19.31	21.97	25.42	28.01
130	12.66	14.79	16.83	19.47	21.46
140	9.45	11.04	12.56	14.53	16.01
150	6.83	7.98	9.08	10.51	11.58
160	4.75	5.55	6.31	7.31	8.05
170	3.14	3.67	4.17	4.83	5.32
180	1.94	2.27	2.58	2.99	3.29
190	1.1	1.28	1.46	1.69	1.86
200	0.54	0.63	0.72	0.83	0.92
210	0.21	0.25	0.28	0.33	0.36
220	0.06	0.06	0.07	0.09	0.09
230	0	0.01	0.01	0.01	0.01
240	0	0	0	0	0

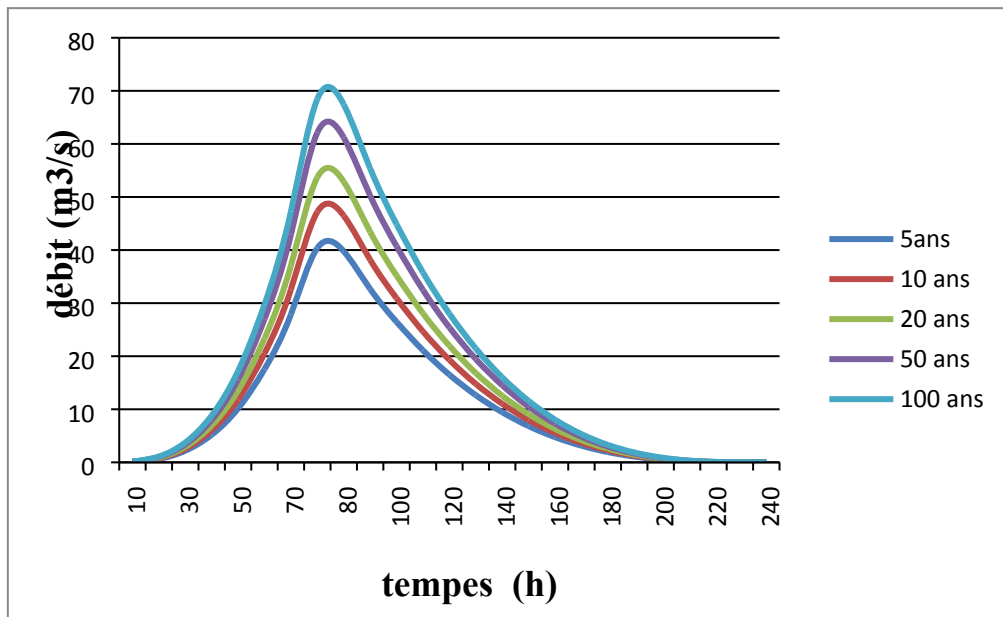


Figure III-8: l'hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

III-6-3 Application de modèle HEC-HMS dans la détermination de la crue

III-6-3-1 Présentation du modèle HEC-HMS :

HEC-HMS est une plate-forme de modélisation Pluie-Débit permettant la combinaison d'une multitude de sous-modèles permettant de décrire différents processus hydrologiques. Ces processus sont le ruissellement direct de surface, l'infiltration dans le sol, l'évapotranspiration, les écoulements de sub-surface et souterrains (nappes phréatiques). Pour chacun des processus pouvant être impliqués dans la formation des crues à l'exutoire d'un bassin versant donné, il s'agit donc de faire un choix de modèle adapté aux conditions de ruissellement spécifiques de la zone étudiée.

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

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

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

III-6-3-2 Présentation de sous modèle de calcul du processus d'infiltration« SCS curve-number :

Ce sous-modèle, développé par le Soil Conservation Service (SCS) estime les excès de précipitations selon l'équation suivante :

$$P_e = \frac{(P - I)^2}{(P - I + S)} \quad (III.55)$$

Avec :

Pe = Excès du cumul des précipitations au temps t.

P = Hauteur cumulée des précipitations au temps t.

I = Capacité de rétention initiale du sol (initial loss).

S= Potentiel maximum de rétention (capacité du sol à capter et retenir une pluie d'orage).

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

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

$$I = 0.2 S \quad (III.56)$$

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

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (III.57)$$

III-6-3-2-1 Valeurs de CN :

Ce paramètre peut prendre des valeurs comprises dans une large gamme : de 30 pour les sols perméables avec des taux d'infiltration importants, jusqu'à 100 pour les masses d'eau. Le CN d'un bassin versant peut-être estimé en utilisant les tables publiées par le SCS, en fonction de l'occupation, le type des sols, et leur taux d'humidité résiduel.

Nous choisissons, dans un premier temps, les caractéristiques suivantes :

Voir le nature argileuse de notre sol, nous choisissons un sol de type B [infiltration moyenne]. Les conditions d'humidité Antécédentes (CHA) de notre sol sont représentées par la catégorie AMCII [Sol moyennement humide], après avoir choisi ces conditions initiales et

déterminé les différentes occupations de notre bassin, on réfère aux tables publiées par le SCS, afin de fixer la valeur de CN pour chaque catégorie.

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

Tableau III 22: Catégories d'occupation du sol et valeurs de CN.

Catégorie	Valeur de CN
Sol agricole	63
Habitat moyennement dense	80
Habitat dispersée	75
Forêt (Bois)	57

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

$$CN_p = \frac{CN_i * S_i}{S} \quad (III.58)$$

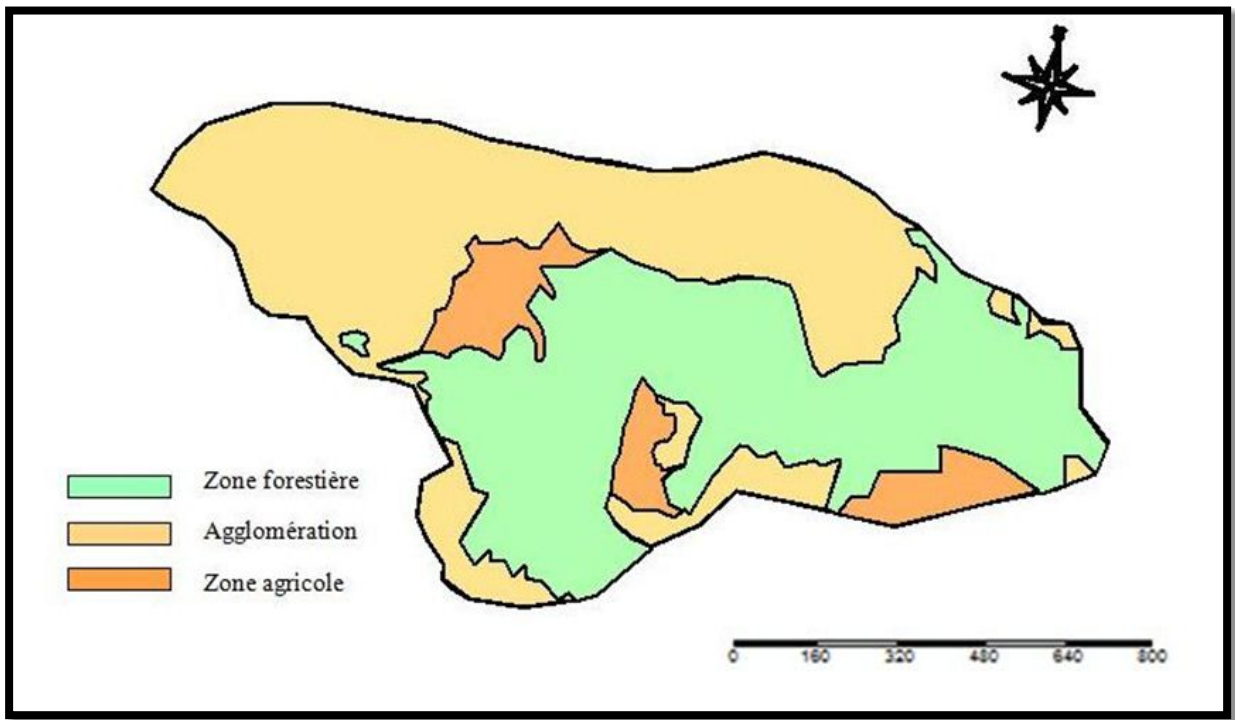


Figure III-9: Localisation des différentes catégories d'occupation du sol dans le sous bassin (source, DRE Blida)

Tableau III 23: Calcul de CN*S pour le sous bassin versant

Type	S(Km ²)	CN	s*cn
Zone forestière	4.87	80	389.6
Zone agricole	1.24	63	78.12
Agglomération	5.21	57	296.97

Tableau III 24: Calcul de CN pondéré du sous bassin

$\sum CN_I * S_I$	S (Km ²)	CN_P
764.67	11.32	67.55

III-6-3-3 Présentation de sous modèle de calcul du processus d'écoulement direct« SCS unit hydrograph» :

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

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

$$t_{lag} = 0.6 * t_c \quad (III.59)$$

Avec :

t_c : Temps de concentration du bassin versant.

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

Tableau III 25: Les données de base de la méthode SCS-CN

S (Km ²)	CN	Tc(h)	Lag (h)	Lag(min)
11.2	67.55	1.32	0.79	47.52

III-6-3-4 Démarche de la modélisation

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

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

III-6-3-4-1 Modélisation du bassin versant ;

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

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

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

III-6-3-4-2 Modélisation des précipitations :

Dans cette rubrique on introduit la série des pluies de durée partielle issue de tableau II.15 (Pluie de courte durée) pour une période de retour 100 ans. Suivant deux scénarios de simulation, le premier prene en considération la pluie d'une durée de 24 heures (1 day) avec un pas de temps d'une heure, le deuxième considère la pluie d'une durée de 6 heures avec un pas de temps de 15 min.

III-6-3-4-3 Simulation hydrologiques et visualisation des résultats :

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

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

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

L'hydrogramme de crue produit par le sous bassin au niveau de l'exutoire est donné par la figure suivante :

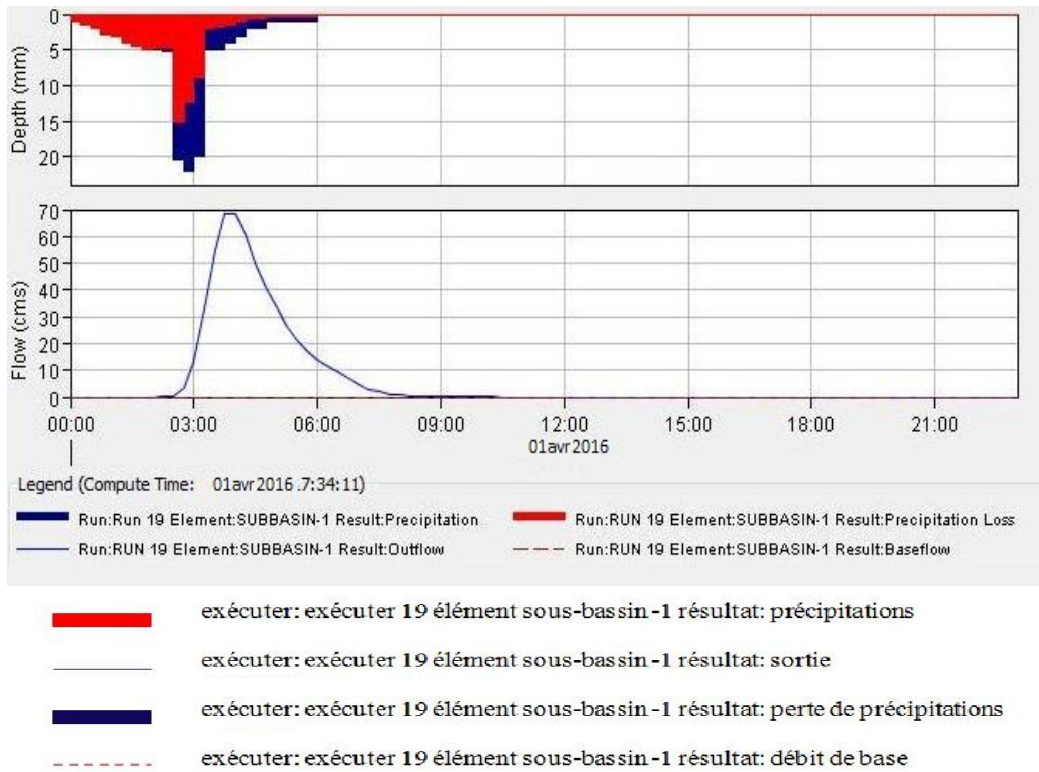


Figure III-10: hydrogramme de crue (réalisé par nos soins par HEC-HMS 3.5)

La valeur du débit obtenue par la simulation est de 69.4 qui est très proche de la valeur calculé par les méthodes empirique qui est de 68.45.

III-7 Conclusion :

Dans ce chapitre on a calculer les caractéristiques du sous bassin puits on a déterminé les pluies fréquentielles ainsi les débits de crue pour différentes périodes de retours. Le modèle fréquentiel le plus adéquat d'après le test d'adéquation et l'analyse de la distribution en queue de la série pluviométrique est celui de Gumbel , avec un quantile centennal estimé à 115 mm. Ensuite on a exprimé la relation pluie-durée-période de retour à l'aide de la construction des courbes IDF afin de répartir le quantile journalière sur les différentes durées.

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau

IV-1 Introduction :

Les crues sont des phénomènes naturels intrinsèques à la dynamique des cours d'eau. Dans le but de projeter des moyens de protection adéquats il faut une bonne connaissance de l'état des lieux, une détermination des facteurs entraînant et accentuant ce phénomène et la localisation des zones qui sont exposées aux risques,.

L'objectif de ce chapitre est de décrire l'état général de l'oued ainsi son comportement vis-à-vis la crue du projet pour mettre en place un programme d'aménagement du cours d'eau répondant aux exigences bien définies.

IV-2 Rappel de l'état de l'oued :

La description complète de l'état de l'oued constaté a partir de la visite du terrain est déjà présentée dans le chapitre II

Voici un bref rappel de l'état de l'oued et les recommandations exigées

Oued Sidi El kbir prend sa source à la jonction des oueds Belkhous et Taksebt dans la région de Tafraout et coule du sud au nord, jusqu'à la ville de Blida, puis il change de direction pour l'ouest jusqu'à ce qu'il débouche sur l'oued Chiffa. Le tronçon de l'Oued qui rentre dans le cadre de cette étude s'étend de la localité de Sidi El Kbir en Amont jusqu'à la commune de Bouarfa en Aval.

Le tracé de l'oued Sidi El Kbir traverse une dizaine de ponts de différent type, des ponts à poutres en béton et des ponts à arches en maçonnerie, en plus un ancien barrage déversoir hors service à quatre vannes secteur et plusieurs passerelles pour piéton. Les principaux ouvrages existant sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV -1 ; Positionnement et l'état des ouvrages

Nature	Coordonnées UTM (Km)	Dimension (m)	Etat	Passage des réseaux
Pont	X = 483.770 Y = 4036.050	B = 7 H = 4.19	Bon	AEP Ø 200 AEP Ø 500
Pont	X = 483.935 Y = 4035.970	B = 4 H = 4.07	Bon	//////////
Pont	X = 484.295 Y = 4035.875	B = 13 H = 3.55	Bon	//////////
Passerelle métallique	X = 485.300 Y = 4035.590	B = 1 H = 3.5	Bon	//////////
Pont en pierrailles	X = 485.450 Y = 4035.450	B = 5.5 H = 5.1	Bon	//////////
Barrage déversoir	X = 485.635 Y = 4035.210	B = 1.8 H = 1.85	Moyen	AEP Ø 200

IV-2-1 Les points de rejet :

Le long de l'oued Sidi El Kbir, nous avons recensé environ 12 rejets de différents types et diamètres.

- 03 rejets aménagés en Ø1000 ;
- 04 rejets aménagés en Ø800 ;
- 01rejet aménagé en 2xØ500 ;
- 02 rejets à dalots un 1mx1m et l'autre 1mx2m ;
- 02 rejets non aménagés, le premier est au niveau des locaux commerciaux sur la rive droite et l'autre à 150m après la passerelle métallique toujours sur la sur la rive droite.

IV-2-2 Les anomalies rencontrées sur l'oued :

La visite sur terrain a permis la distinction des anomalies suivantes :

- Risque de crue sur les habitants limitrophes à la section de l'Oued.
- Pollution du cours d'eau et atteinte à l'environnement (Déchets et Rejets urbains).
- Modification de la section hydraulique naturelle de l'oued dans certains endroits par des travaux de terrassement (remblaiement).
- Agression de la servitude de l'Oued par des constructions illicites voir aussi sur les voiles en béton armé du canal existant.

- Détérioration des ouvrages existants (Talus en pierrailles, ponts routiers ou piétons, seuils déversant, canaux, gabionnage ...etc.).
- Certains tronçons de l'Oued sont totalement obstrués par des constructions sur les berges.

IV-3 Le choix du modèle de modélisation :

La modélisation hydraulique des cours d'eau naturels en régime de crue est intimement liée aux données topographiques qui forment l'ossature du modèle géométrique (ou morphométrique) utilisé pour les modélisations. Une recherche des caractéristiques des principaux modèles existants en hydraulique fluviale avec leurs atouts et leurs limites est donc nécessaire.

Dans le cas d'un écoulement dans un oued, on parle d'écoulements en lits composés (lits mineur et majeur) où les caractéristiques de vitesse, hauteur d'eau, rugosité varient le long des lits d'oueds (Bousmar, 2002, CETMEF, 2004 ; Kreis, 2004 Proust, 2005). L'interface entre les lits est primordiale, elle est la source de la majorité des incertitudes pour la simulation des écoulements débordants.

On identifie de fortes pertes de charges dans cette zone et dans la couche limite (interface entre le fond de l'oued et le fluide) comme il est montré sur la figure (1) :

- Pertes par frottement et micro-turbulences au fond du cours d'eau ;
- Pertes dues aux macro-turbulences issues de la différence de vitesse entre les lits ;
- Pertes par transfert de quantité de mouvement entre les lits.

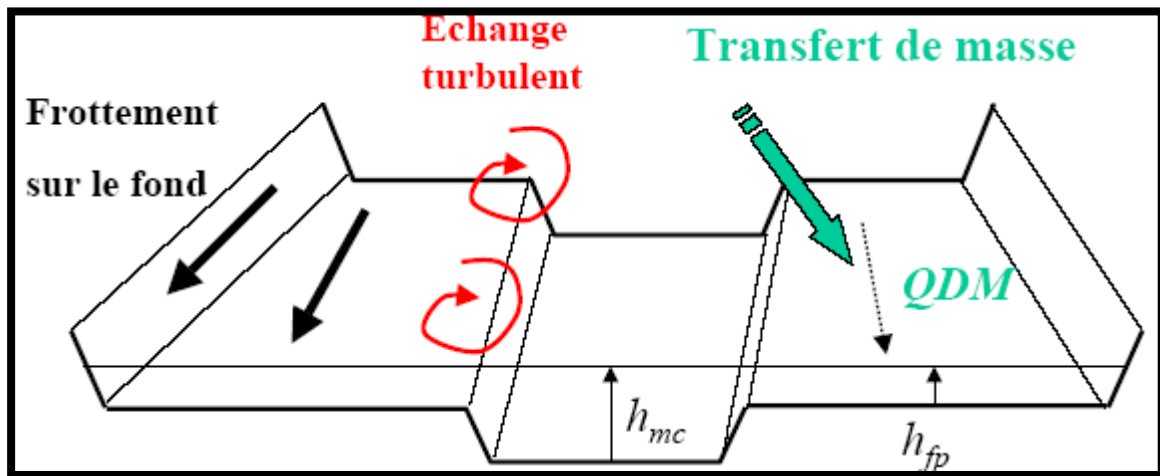


Figure IV-1 Différentes pertes de charge dans un écoulement en lits composés (Proust, 2005)

Abréviations : QDM=Quantité de Mouvement

La plupart des modèles unidimensionnels (1D) à lits composés prennent en charge les pertes par frottement et micro-turbulences, comme *HEC-RAS* ou *Mike11*, d'autres tentent de prendre en charge les deux premiers types de pertes, comme *Mage5* (Ghavasieha et al., 2006)

et les plus évolués cherchent à simuler les trois pertes comme *Axeriv*. Néanmoins, la caractéristique principale des codes 1D est qu'ils moyennent la hauteur d'eau (et pour certains la vitesse) sur chaque section en travers perpendiculaire aux lits majeur et mineur. Ceci provient de leurs structures et des équations qui les régissent : ils sont constitués d'un ensemble de sections en travers perpendiculaires aux écoulements.

La comparaison effectuée par Horritt et Bates (2002) entre *LISFLOOD-FP*, *HEC-RAS* et *Telemac 2D* a mis en évidence les bons résultats du logiciel HEC-RAS, qui obtient des résultats d'une précision comparable à ceux de *Telemac 2D* en ce qui concerne l'extension spatiale du champ d'inondation et la propagation de l'onde de crue. Sur cette base, notre choix a été fait

IV-4 Le code de calcul HEC-RAS ; [8]

Le système de modélisation *HEC-RAS* est un logiciel d'hydraulique fluviale intégrant une panoplie de techniques de calcul hydraulique en régime, fluvial et torrentiel, ainsi que le transport solide et la simulation de phénomènes d'érosion-sédimentation et autres (comme l'envasement de barrages, le transport de polluants, le dimensionnement d'ouvrages d'aménagements de protection contre les inondations etc...). Il a été développé en tant que partie intégrante d'un ensemble de logiciels dédiés aux études hydrologiques et hydrauliques, permettant de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Centre de l'Engineering Hydrologique des USA (*Hydrologic Engineering Center*) dans le cadre du projet *NextGen*. Ce projet englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : simulation pluie-débit, hydraulique fluviale, simulation des systèmes des réservoirs, analyse des dommages d'inondation, prévision des crues pour la conception des réservoirs et autres.

IV-4-1 Les équations mises en jeu : [8]

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

• Le cas stationnaire

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

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

Avec :

Z : cote du fond du lit.

Y : hauteur d'eau à la section.

α : Coefficient de pondération de la vitesse.

V : vitesse moyenne sur la section.

g : accélération de la pesanteur.

h_e : Perte de charge.

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

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

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

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

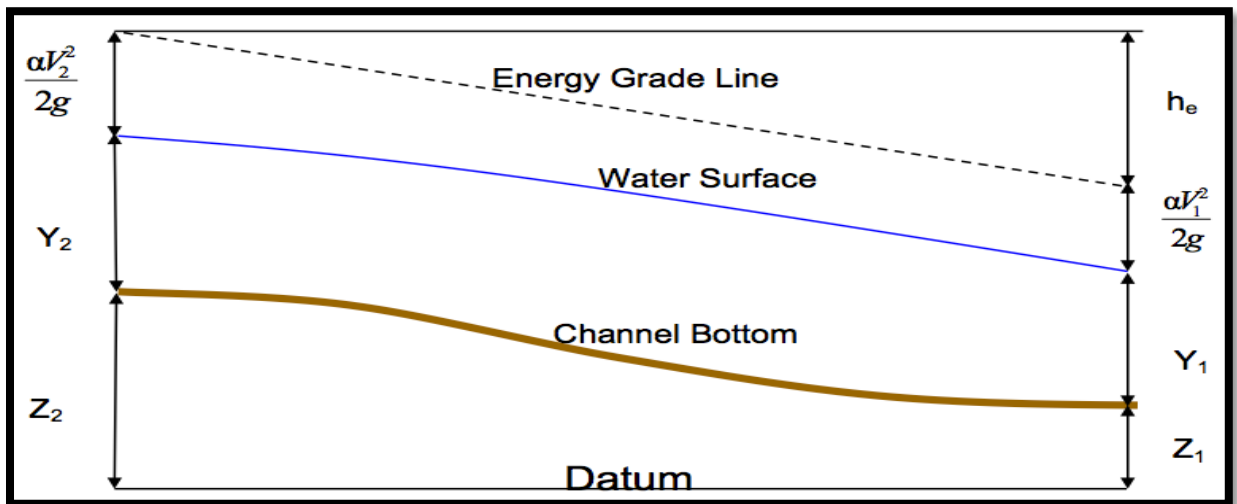


figure IV-2 : Conservation de la charge entre deux sections [8]

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

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

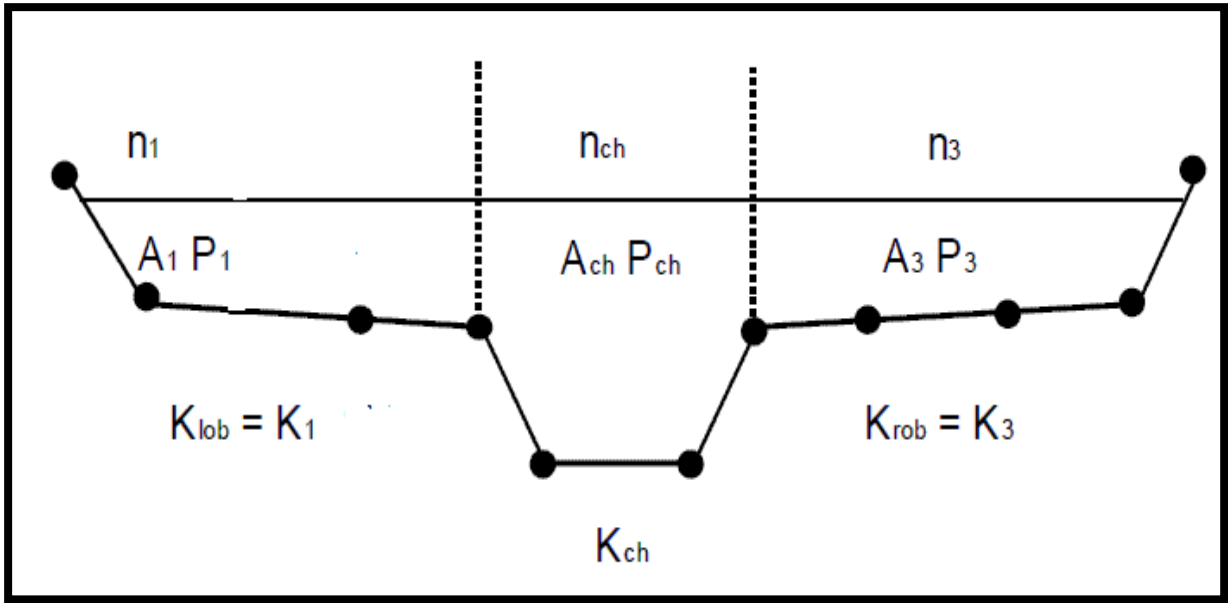


Figure IV-3 : Découpage de la section pour le calcul du frottement [8]

- Cas non stationnaire

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

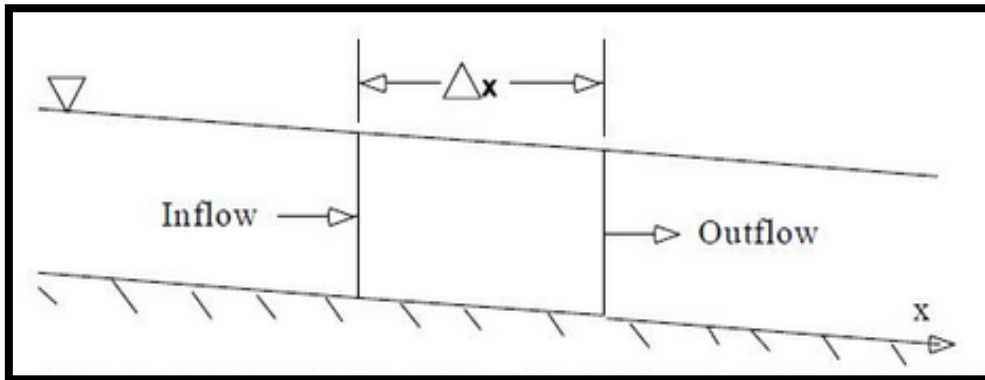


Figure IV-4 : élément de volume élémentaire de contrôle [8]

On obtient l'équation de conservation de la masse:

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

Avec :

A_T : C'est la section.

Q : Le débit.

q_l : L'apport latéral par unité de longueur.

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

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

Avec :

$\frac{\partial z}{\partial x}$: La pente de la hauteur d'eau.

Sf : La pente de la ligne d'énergie.

A : c'est la section.

V : Vitesse moyenne.

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

IV-4-2 Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul HEC-RAS [8]

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 Sidi-ahmed.

IV-4-3 Démarche de la modélisation : [8]

Cette démarche est constituée de quatre étapes à savoir :

IV-4-3-1 Modélisation de la rivière :

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

Pour avoir une meilleure précision dans la conception des profils en travers et les exporter vers HEC-RAS, on a fait appel au logiciel AutoCAD Civil 3D. Cette procédure nécessite d'avoir un levé topographique du cours d'eau doté du modèle numérique de terrain (MNT). En déterminant l'axe du cours d'eau, on trace les sections en travers pour chaque intervalle de distance et on crée un fichier d'extension (.geo) qui sera exporté vers HEC-RAS.

Le choix de la distance entre les profils se fait généralement en fonction du tracé du cours d'eau, autrement dit à chaque changement de pente et à chaque changement de direction, et plus cette distance est petite plus les résultats de calcul se rapproche à la réalité.

Mais puisqu'on travail avec AutoCAD Civil 3D, on à tracé un profil en travers pour chaque 30 m le long de l'oued comme la montre la figure ci-dessous :

- **Estimation de la rugosité n de Manning :**

Les valeurs de rugosité choisies pour le lit (lit mineur) et les terrasses d'inondations (lit majeur) de l'oued sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur) pour toute variable hydraulique ou hydrologique du modèle hydraulique étudié. Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas de règle solide et précise permettant à l'ingénieur hydraulicien de définir avec exactitude (avec un degré de confiance élevé) la valeur de n pour une situation hydraulique donnée. Les facteurs qui affectent la rugosité des lits d'oued comprennent :

- Matériaux de lits et dimension moyenne de particules solides ;
- Irrégularités des surfaces des lits d'oued ;
- Formes des lits d'oued (comme les rides, dunes, chutes et autres) ;
- Caractéristiques d'érosion et de sédimentation ;
- Tendances à la formation de méandres ;
- Obstacles à l'écoulement (arbres déracinés, souches d'arbres, remblais et autres) ;
- Changement dans la géométrie entre les sections d'oueds ;
- Végétation sur les terrasses d'inondations et le lit mineur de l'oued.

Il est vraiment très difficile de tenir compte de tous ces paramètres dans une seule et unique valeur représentant le coefficient de rugosité de Manning. Pour estimer le coefficient n des terrasses d'inondations, l'ingénieur hydraulicien se base généralement sur les valeurs relatives à la végétation, l'occupation des sols ou les deux ensembles.

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau

L'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de n est celle de Cowan, ce dernier a établi une formule qui prend l'influence de plusieurs paramètres séparément. (*G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients*)

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m \quad (IV.5)$$

Avec

n_0 : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne ou les parois et le fond sont homogènes ;

n_1 : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.

n_2 : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée

;

n_3 : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre, ... ;

n_4 : Traduit l'influence de la végétation ;

m : Ce facteur correctif traduit l'importance des méandres qui peut être estimé par le coefficient de sinuosité.

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau

Tableau IV-2 ; Les valeurs estimées pour chaque coefficient

Facteur	Caractéristique	Valeur
n0	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n1	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n2	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n3	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n4	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
M	Influence des méandres modérés	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

(G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau

Pour notre étude, on a estimé une valeur moyenne du coefficient de rugosité pour chaque tronçon on se basant sur les données du terrain et les valeurs estimées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV -1 : valeur de rugosité estimée pour notre oued

Oued sidi el-kbir		
Berge gauche	Lit mineur	Berge droite
0.06	0.033	0.06

IV-4-3 -3 Modélisation de l'écoulement :

Sous l'hypothèse d'écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Pour les conditions en entrée, les débits disponibles ont été présentés dans le chapitre III.

Pour les conditions aux limites, le modèle HEC-RAS prend en charge le calcul de la profondeur critique en amont et en aval dans le cas d'un régime mixte, alors il suffit de mentionner ces profondeurs dans la rubrique concernant les conditions aux limites.

IV-4-3 -4 Exécution de la simulation :

Après avoir introduit les données géométrique, hydrométrique de notre oued et on a entré les données des pontes représentés dans le tableau IV-1 et les coordonnées des dalots des rejets. On fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte pour notre cas, et on lance la simulation.

IV-4-3 -5 Consultation des résultats

Les résultats de simulation d'oued Sidi el-kbir sont donnés sous forme de graphique représenté dans la figure IV-5 et tableaux exprimant la variation des différents paramètres hydrauliques (Vitesse, profondeur de la ligne d'eau, profondeur de la ligne d'énergie, section mouillée...) en fonction de la longueur du cours d'eau ce tableau est dans l'annexe II. Les sections transversales sont présentées dans l'annexe I.

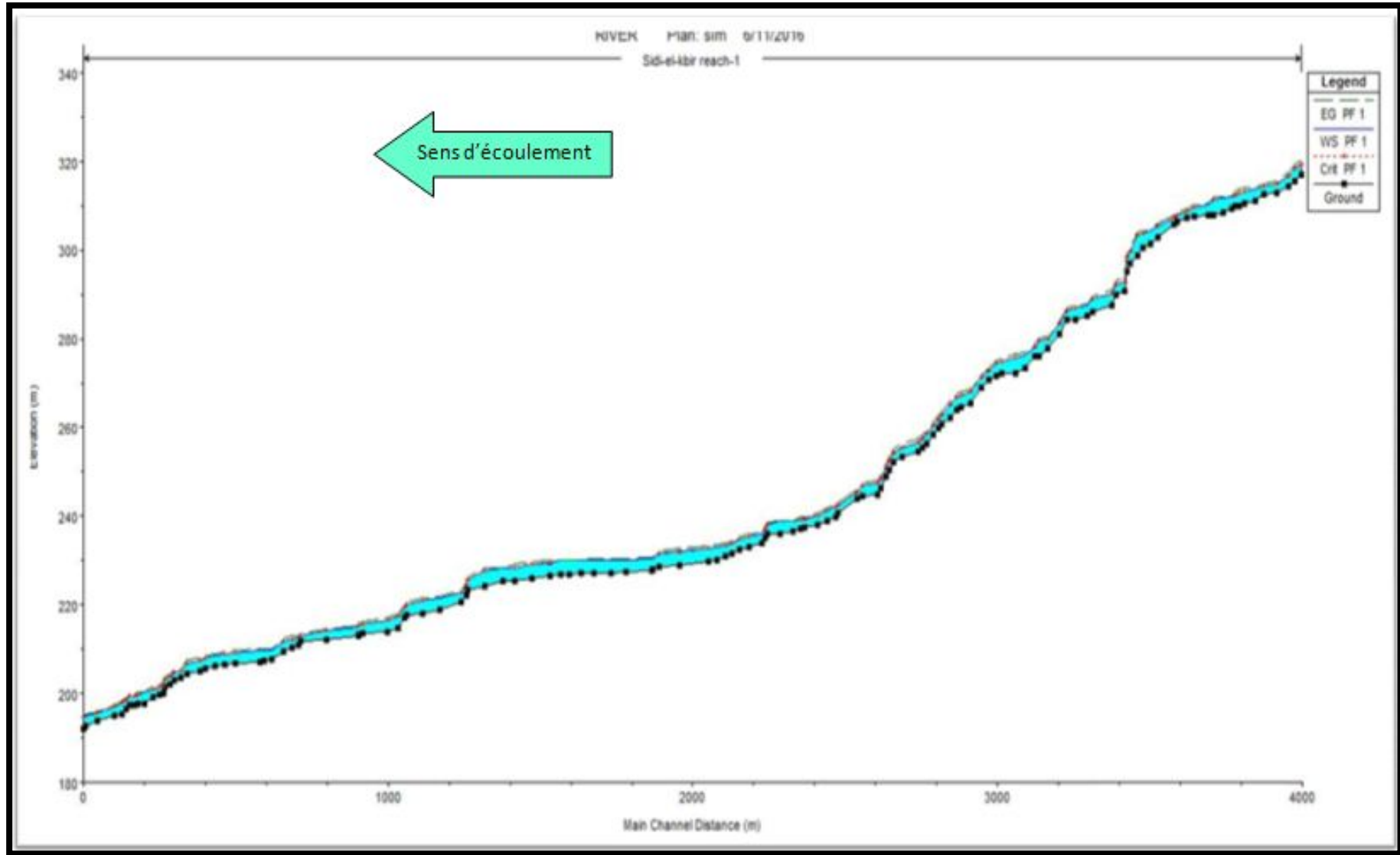


Figure IV.5: profil de la hauteur d'eau au passage de la crue (réalisé par nos soins avec HEC-RAS 4.1.0)

IV-4-4 Ecoulement au dessous des ponts

La simulation de l'écoulement en dessous des ponts et les ouvrages transversaux montre que la hauteur d'eau reste au dessous du tablier des ponts comme le montre les figures ci-dessous

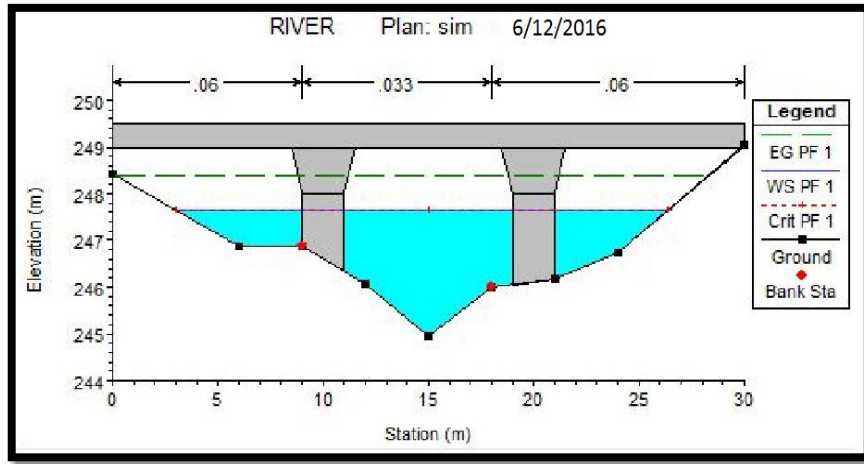


Figure IV-4 : Ecoulement au dessous du pont N°1

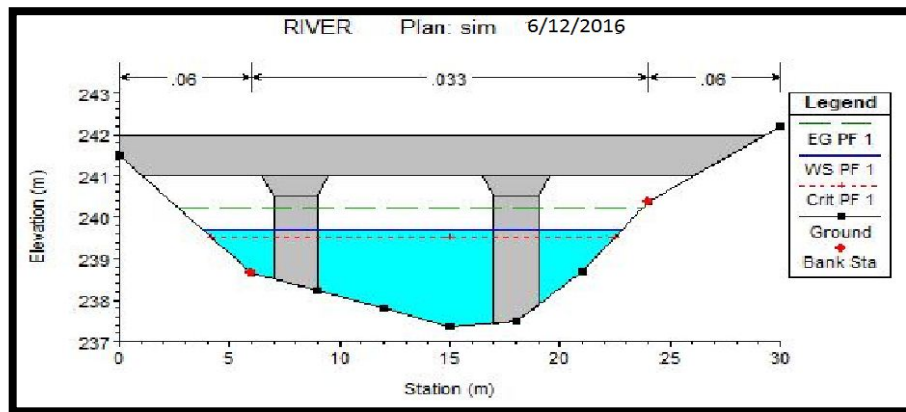


Figure IV-4 : Ecoulement au dessous du pont N°2

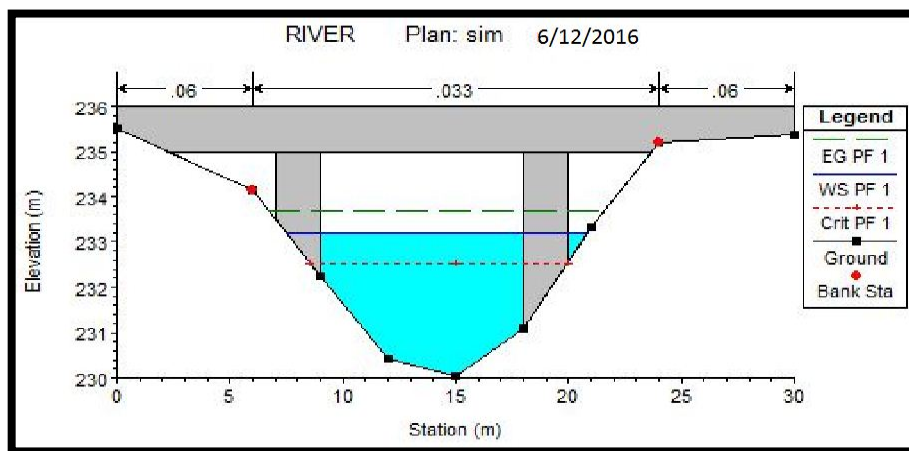


Figure IV-4 : Ecoulement au dessous du pont N°3

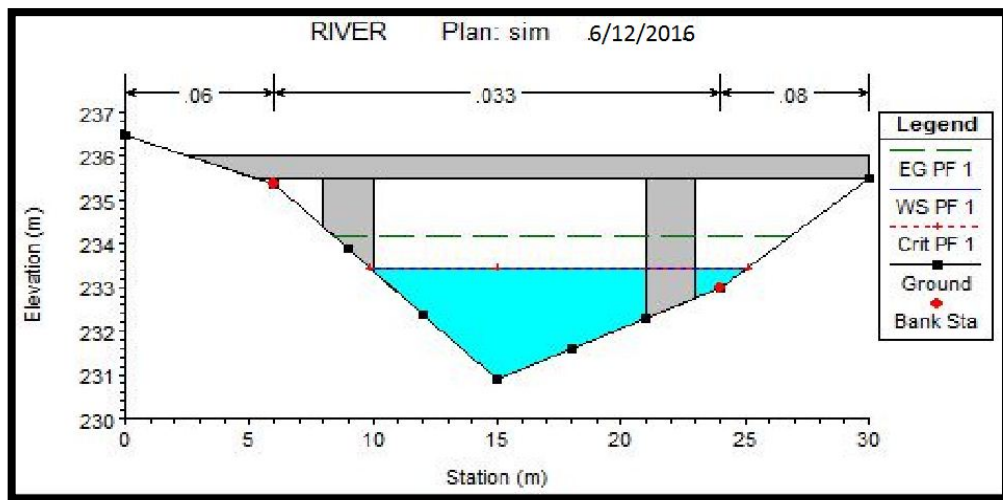


Figure IV-4 : Ecoulement au dessous du Passerelle métallique

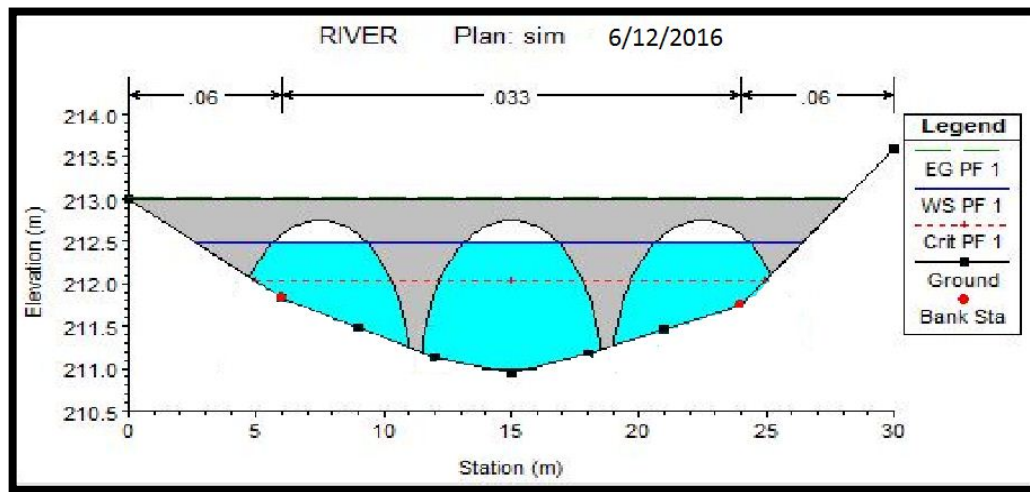


Figure IV-4 : Ecoulement au dessous du pont en pierraille

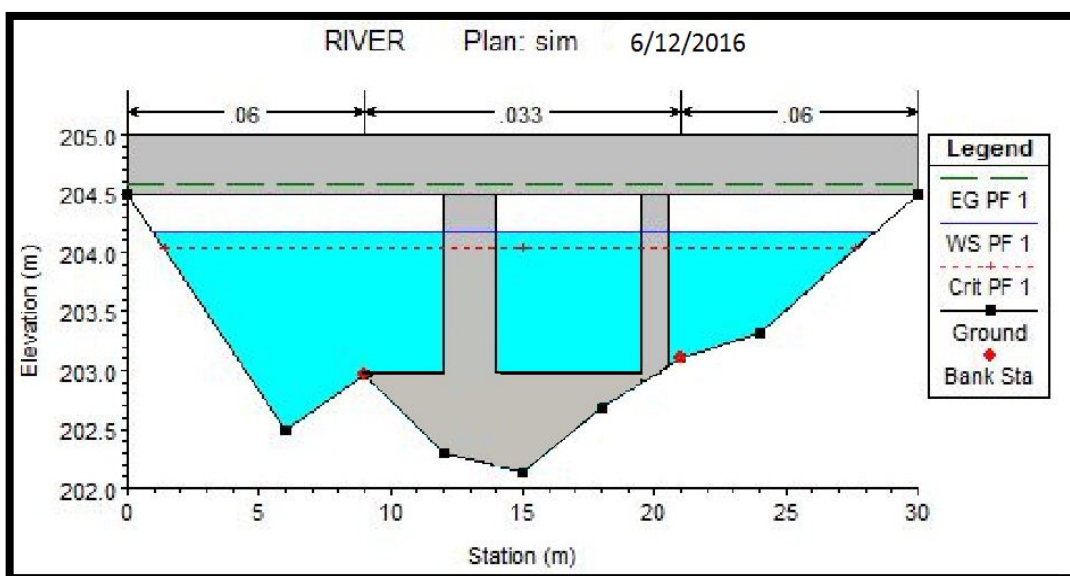


Figure IV-4 : Ecoulement au dessous barrage déversoir

- **Remarque**

En observant les résultats donne par HEC-RAS on remarque

- Les pontes sont capables d'évacuer le débit de crue
- La profondeur de la ligne d'eau est caractérisée par une valeur moyenne de 2.75 m.
- La pente du radier est non uniforme et présente des fluctuations marquantes,
- la vitesse varie d'un tronçon à un autre.
- Le nombre de Fraude fluctue de 0.24 jusqu'à 1.09 caractérisant un écoulement fluviale presque sur tous le parcours de l'oued, En final on constate que l'inondation sur les bords de l'oued est due à la vitesse basse de l'écoulement, ce qui implique une stagnation d'eau, rendant la section de l'oued incapable d'évacuer cette quantité importante qui provient de l'amont.

IV-4-5 Délimitation de la zone inondable

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif dans cette partie est la délimitation des plaines inondables. Pour ce faire, nous avons besoin d'obtenir la surface du sol existante de Civil 3D à HEC-RAS Mapper (un modèle de mappage inclut dans HEC-RAS version 4.1.0). Alors nous allons exporter le sol existant à partir de Civil 3D comme un fichier dont l'extension est .Géo tif et convertir ce .Géo tif à l'HEC le format natif ESRI FLT RAS. Cette conversion nécessitera SAGA GIS. Une fois converti, le DEM de surface sera utilisé pour effectuer des délimitations des plaines inondables.

Maintenant que le fichier est converti, on l'introduit dans HEC-RAS Mapper, et on aura là la plaine inondable représenté sur la planche N°2,

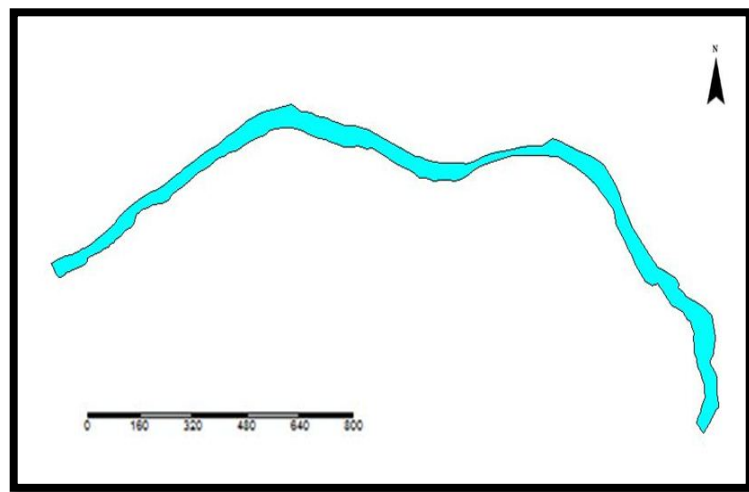


Figure IV-6 : la zone inondable (réalisé par nos soins avec HEC-RAS 4.1.0)

IV-5 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a décrit l'état actuel d'oued SIDI EL-KBIR sur une longueur de 4 Km et sa capacité d'évacuation d'une crue centennale.

Les résultats de la simulation conduit à dire que la capacité du cours d'eau est insuffisante pour permettre le passage de la crue pareil, ce qui est justifié par les débordements observés le long de l'oued

Devant les conclusions tirées à partir de ce chapitre, un aménagement du cours d'eau est nécessaire pour la protection des inondations et des dégâts qu'elle peut causer.

Chapitre V : Etude des variantes

Chapitre V : étude des variantes

V-1 Introduction :

Cette phase de l'étude consiste à établir une étude de variantes possibles d'aménagement de l'Oued Sidi El-Kbir traversent au centre de la localité de Bouaârfâ afin de protéger la ville des inondations remarquer dans le chapitre précédent.

L'étude comparative des variantes permet de sélectionner la variante qui s'adapte mieux pour rétablir les disfonctionnements observés au niveau du cours d'eau et sera réalisable de pointe de vue économique.

V-2 Présentation des variantes d'aménagement :

Les différentes visites effectuées sur le terrain ont permis d'appréhender les différentes variantes possibles d'aménagement de l'oued. Donc l'aménagement de cet oued prend en considération l'ensemble des obstacles ainsi que les aménagements existants. Pour cela nous avons adopté des pentes réduites dans la mesure du possible, ce qui engendre conséquence la réduction dans les vitesses d'écoulement.

A cet effet nous avons opté à des ouvrages projetés en escalier pour les trois variantes.

V-2-1 Variante n°1 :

Cette variante consiste à réaliser deux ouvrages mixtes à savoir gabionnage et canal ainsi que des curages dans les zones qui sont déjà aménagées.

Le processus d'aménagement sera réalisé comme suit :

- PK1-PK2 : Curage sur la largeur aménagée existante (zone dégagé et non occupée)
- PK2-PK3 : Gabionnage sur les deux rives sur une longueur de 58m et le reste sera aménagé uniquement sur la rive gauche, la rive droite sera protégée par le mur en pierrailles incliné existant.
- PK3-PK4 : Canal rectangulaire en béton armé.
- PK4-PK5: Ouvrage de dissipation en béton armé.
- PK5-PK6 : Enrochement en escalier existant (à réfectionner)
- PK6-PK7 : Gabionnage sur les deux rives.
- PK7-PK8 : Canal rectangulaire en béton armé avec un ouvrage de dissipation à la fin.
- PK8-PK9 : Curage sur la largeur aménagée existante avec protection de la rive droite par une barrière métallique.
- PK9-PK10 : Curage et nettoyage périodique du canal en béton armé existant.
- PK10-PK11 : Canal rectangulaire en béton armé.
- PK11-PK12 : Gabionnage sur les deux rives.
- PK12-PK13 : Canal rectangulaire en béton armé (la zone se situe au centre de la localité de Bouaârfâ).

- PK13-PK14 : Gabionnage sur les deux rives.

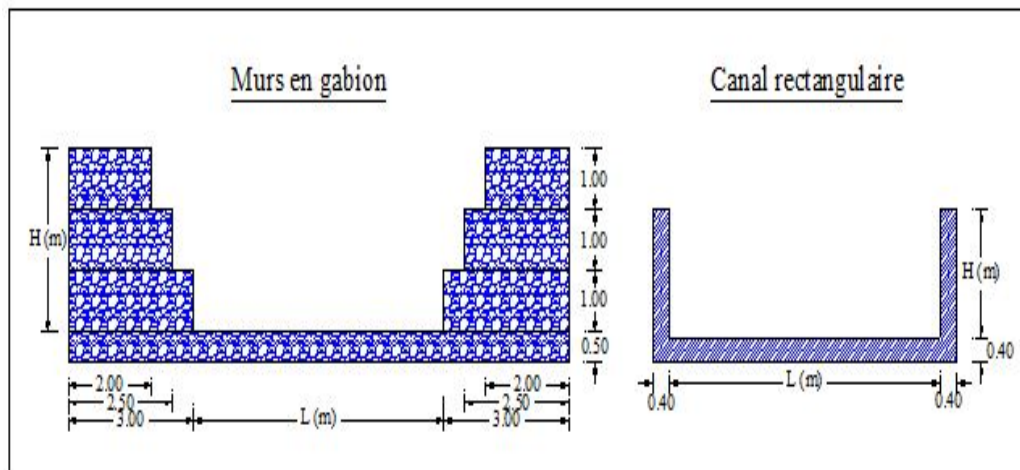


Figure V.1 : la forme des canaux pour la première variante

V-2-2 Variante n°2

Cette variante consiste à réaliser en majorité le gabionnage, avec projection du canal et ouvrages en béton armé dans des endroits spécifiques, ainsi que des curages dans les zones qui sont déjà aménagées.

Le processus d'aménagement sera réalisé comme suit :

- PK1-PK2 : Curage sur la largeur aménagée existante (zone dégagée et non occupée)
- PK2-PK3 : Gabionnage sur les deux rives sur une longueur de 58m et le reste sera aménagé uniquement sur la rive gauche, la rive droite sera protégée par le mur en pierrailles incliné existant.
- PK3-PK4: Ouvrage de dissipation en béton armé.
- PK4-PK5 : Enrochement en escalier existant (à réfectionner)
- PK5-PK6 : Gabionnage sur les deux rives
- PK6-PK7 : Curage sur la largeur aménagée existante avec protection de la rive droite par une barrière métallique
- PK7-PK8 : Curage et nettoyage périodique du canal en béton armé existant.
- PK8-PK9 : Gabionnage sur les deux rives.
- PK9-PK10 : Canal trapézoïdale en béton armé (la zone se situe au centre de la localité de Bouaârfâ).
- PK10-PK11 : Gabionnage sur les deux rives.

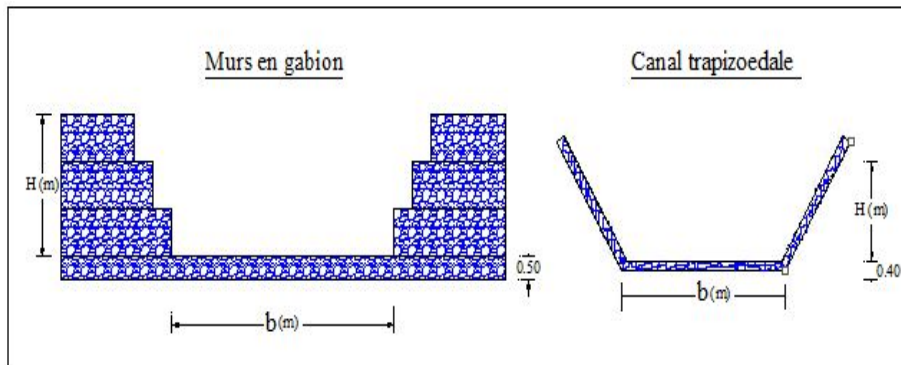


Figure V.2 : la forme des canaux pour la deuxième variante

V-2-3 Variante n°3 :

Cette variante consiste à réaliser en majorité le canal en béton armé, avec projection du gabion à l'amont ou la concentration de la population est négligeable.

Le processus d'aménagement sera réalisé comme suit :

- PK1-PK2 : Curage sur la largeur aménagée existante (zone dégagé et non occupée)
- PK2-PK3 : Gabionnage sur les deux rives sur une longueur de 58m et le reste sera aménagé uniquement sur la rive gauche, la rive droite sera protégée par le mur en pierrailles incliné existant.
- PK3-PK4 : Canal en double trapèze en béton armé.
- PK4-PK5 : Ouvrage de dissipation en béton armé.
- PK5-PK6 : Enrochement en escalier existant (à réfectionner)
- PK6-PK7 : Gabionnage sur les deux rives.
- PK7-PK8 : Canal en double trapèze en béton armé
- PK8-PK9 : Curage sur la largeur aménagée existante avec protection de la rive droite par une barrière métallique
- PK9-PK10 : Curage et nettoyage périodique du canal en béton armé existant.
- PK10-PK11 : Canal en double trapèze en béton armé (un tronçon du canal traverse la localité de Bouaârfa).

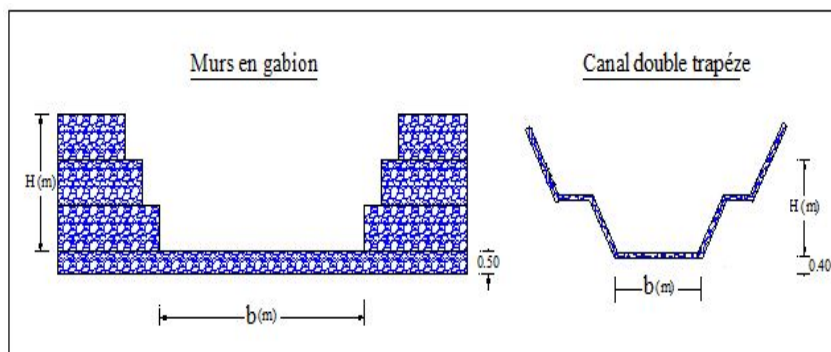


Figure V.3 : la forme des canaux pour la troisième variante

V-3 Etude des variantes :

Dans cette partie on procède à la dimension de chaque variante, en déterminant leurs paramètres géométriques qui vont permettre au canal d'avoir la capacité nécessaire à l'évacuation de flux de la crue.

V-3-1 Choix de la formule de dimensionnement

Pour toutes les variantes on va opter pour la même formule de dimensionnement qui est la formule de « Manning Strickler », dont la formulation est la suivante :

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S * I^{1/2} \quad (V.1)$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement.

n : Rugosité du canal,

R_h : Rayon hydraulique, avec

I : pente du terrain

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (V.2)$$

S : Section du canal,

P_m : Périmètre mouillé,

V-3-2 Méthodologie de calcul :

On remplaçant dans la formule (V.1), le terme, R_h par sa relation, après un développement et une simplification on aura la formule suivante :

$$\frac{Q * n}{\sqrt{I}} = \frac{[S]^5 / 3}{[P]^2 / 3} \quad (V.3)$$

Les termes Q, n, I, m sont connus, on procède au calcul itératif à l'aide de l'Excel, on varie la valeur de S et P jusqu'à avoir l'égalité entre les deux termes de l'équation puis on pose une valeur de b et h tel que la valeur de b soit proche de la valeur de la largeur moyenne de l'oued égale à 6m Et en ajoutant à la valeur de h qui satisfait l'égalité, une marge de sécurité de 0.5 m.

V-3-3 Vérification de la capacité du canal existant :

Le tronçon de l'oued qui est aménagé est d'une longueur de 400 m. Il est de forme rectangulaire et de dimensions (L=7m, H=3m et e=0.4m).

Tableau V-1 : Vérification de la capacité du canal existant.

N	I (%)	b (m)	h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	Q (m ³ /s)	V (m/s)
0,0167	0,0306	7,00	3,00	21,00	13,00	1,62	64,863	302,84	14,42

La section du canal existant permet de véhiculer un débit de 302.84 m³/s, dont la section de ce canal permettra largement le passage du débit de crue du projet (100 ans) qui est de l'ordre de 69.4 m³/s.

V-3-4 Dimensionnement des variantes

- **Variante 1 ;**

Dans cette variante on va réaliser un aménagement avec des ouvrages mixtes à savoir gabionnage et canal on béton armé

Tableau V-2 : Dimensionnement du gabion

Ouvrage	PK	N° pt	Q (m ³ /s)	n	I (%)	b (m)	h (m)	h'(m)
Gabion	PK2-PK3	4-6'	69.4	0,0250	0.024	6	1.7	2.2
		6'-9'	69.4	0,0250	0.029	6	1.6	2.1
		9'-12	69.4	0,0250	0.013	6	2.06	2.56
Gabion	PK6-PK7	21-24	69.4	0,0250	0.032	6	1.55	2.05
		24-26	69.4	0,0250	0.032	6	1.55	2.05
		26-26'	69.4	0,0250	0.03	6	1.59	2.09
		26'-27	69.4	0,0250	0.031	6	1.57	2.07
		27-29	69.4	0,0250	0.032	6	1.55	2.05
		29-30	69.4	0,0250	0.032	6	1.55	2.05
Gabion	PK11-PK12	64-74	69.4	0,0250	0.025	6	1.74	2.24
Gabion	PK13-PK14	98-101	69.4	0,0250	0.029	6	1.6	2.1
		101-111	69.4	0,0250	0.022	6	1.81	2.31
		111-126	69.4	0,0250	0.022	6	1.81	2.31
		126-134	69.4	0,0250	0.019	6	1.89	2.39
		134-136	69.4	0,0250	0.021	6	1.83	2.33

Tableau V-3 Dimensionnement du canal en béton armé

Ouvrage	PK	N° pt	Q (m ³ /s)	N	I (%)	b (m)	h (m)	h' (m)
Canal	PK3-PK4	16-Dec	69.4	0.0167	0.018	6	1.46	1.96
Canal	PK7-PK8	30-36	69.4	0.0167	0.032	6	1.2	1.7
		36-42	69.4	0.0167	0.031	6	1.21	1.71
		42-44	69.4	0.0167	0.032	6	1.2	1.7
		44-47	69.4	0.0167	0.03	6	1.23	1.73
Canal	PK10-PK11	58-61	69.4	0.0167	0.014	6	1.59	2.09
		61-62	69.4	0.0167	0.02	6	1.41	1.91
		62-64	69.4	0.0167	0.025	6	1.31	1.81
Canal	PK12-PK13	74-76	69.4	0.0167	0.021	6	1.39	1.89
		76-87	69.4	0.0167	0.014	6	1.59	2.09
		87-92	69.4	0.0167	0.015	6	1.56	2.06
		92-95	69.4	0.0167	0.032	6	1.2	1.7
		95-98	69.4	0.0167	0.025	6	1.31	1.81

- **Variante 2**

Dans cette variante on va réaliser un aménagement avec du gabion dans la majorité des tronçons, et la projection d'un canal en béton armé dans des endroits spécifiques

Tableau V-4 Dimensionnement du canal en béton armé

Ouvrage	PK	N° pt	Q (m ³ /s)	N	I (%)	b (m)	h (m)	h' (m)
Canal	PK9-PK10	74-76	69.4	0.0167	0.021	6	1,3	1,8
		76-87	69.4	0.0167	0.014	6	1,48	1,98
		87-92	69.4	0.0167	0.015	6	1,47	1,97
		92-95	69.4	0.0167	0.025	6	1,28	1,78
		95-98	69.4	0.0167	0.024	6	1,27	1,77

Tableau V-5 Dimensionnement du gabion

Ouvrage	PK	N° pt	Q (m ³ /s)	N	I (%)	b (m)	h (m)	h' (m)
Gabion	PK2-PK3	4-6'	69.4	0.025	0.024	6	1.7	2.2
		6'-9'	69.4	0.025	0.029	6	1.6	2.1
		9'-12	69.4	0.025	0.013	6	2.06	2.56
		16-Dec	69.4	0.025	0.018	6	1.86	2.36
Gabion	PK5-PK6	21-24	69.4	0.025	0.032	6	1.55	2.05
		24-26	69.4	0.025	0.032	6	1.55	2.05
		26-26'	69.4	0.025	0.03	6	1.58	2.08
		26'27	69.4	0.025	0.031	6	1.57	2.07
		27-29	69.4	0.025	0.032	6	1.55	2.05
		29-36	69.4	0.025	0.032	6	1.55	2.05
		36-43	69.4	0.025	0.031	6	1.57	2.07
		43-47	69.4	0.025	0.032	6	1.55	2.05
Gabion	PK8-PK9	58-61'	69.4	0.025	0.024	6	1.7	2.2
		61'-74	69.4	0.025	0.024	6	1.7	2.2
Gabion	PK10-PK11	98-101	69.4	0.025	0.029	6	1.6	2.1
		101-111	69.4	0.025	0.022	6	1.74	2.24
		111-126	69.4	0.025	0.022	6	1.74	2.24
		126-134	69.4	0.025	0.019	6	1.83	2.33
		134-136	69.4	0.025	0.021	6	1.77	2.27

- **Variante 3**

Dans cette variante on va réaliser un aménagement avec un canal en béton armé dans la majorité des tronçons, et la projection du gabion à l'amont ou la concentration de la population est négligeable.

Tableau V-6 Dimensionnement du gabion

Ouvrage	PK	N° pt	Q (m ³ /s)	n	I (%)	b (m)	h (m)	h' (m)
Gabion	PK2-PK3	6-Apr	69,4	0.025	0.026	6	1.66	2.16
		12-Jun	69,4	0.025	0.03	6	1.59	2.09
Gabion	PK6-PK7	21-24	69,4	0.025	0.032	6	1.55	2.05
		24-26	69,4	0.025	0.032	6	1.55	2.05
		26-26'	69,4	0.025	0.03	6	1.58	2.08
		26'-27	69,4	0.025	0.031	6	1.57	2.07
		27-29	69,4	0.025	0.032	6	1.55	2.05

Tableau V-7 Dimensionnement du canal en béton armé

Ouvrage	PK	N° pt	Q (m ³ /s)	n	I (%)	b (m)	h (m)	h '(m)
Canal	PK3-PK4	16-Dec	69,4	0.0167	0.018	6	1,35	1,85
Canal	PK7-PK8	29-36	69,4	0.0167	0.032	6	1,15	1,65
		36-42	69,4	0.0167	0.031	6	1,15	1,65
		42-44	69,4	0.0167	0.032	6	1,15	1,65
		44-47	69,4	0.0167	0.029	6	1,2	1,7
Canal	PK10- PK11	58-61	69,4	0.0167	0.016	6	1,43	1,93
		61-62	69,4	0.0167	0.025	6	1,25	1,75
		62-64	69,4	0.0167	0.025	6	1,25	1,75
		64-74	69,4	0.0167	0.025	6	1,25	1,75
		74-76	69,4	0.0167	0.021	6	1,29	1,79
		76-87	69,4	0.0167	0.014	6	1,47	1,97
		87-92	69,4	0.0167	0.017	6	1,49	1,99
		92-95	69,4	0.0167	0.029	6	1,18	1,68
		95-98	69,4	0.0167	0.028	6	1,18	1,68
		98-101	69,4	0.0167	0.029	6	1,18	1,68
		101- 111	69,4	0.0167	0.022	6	1,27	1,77
		111- 126	69,4	0.0167	0.022	6	1,28	1,78
		126- 134	69,4	0.0167	0.019	6	1,35	1,85
134- 136	69,4	0.0167	0.021	6	1,29	1,79		

V-4 Calcul hydraulique des paramètres de l'écoulement :

Après avoir déterminé les dimensions de chaque variante, on procède au calcul des différents paramètres hydrauliques, à l'aide de simulateur HEC-RAS.

Les résultats de simulation de l'oued, nous permet de connaître le régime de l'écoulement, la vitesse en chaque section ainsi la nouvelle capacité de l'oued aménagé et sa réponse vis-à-vis de la crue de projet.

V-4-1 Variante 1

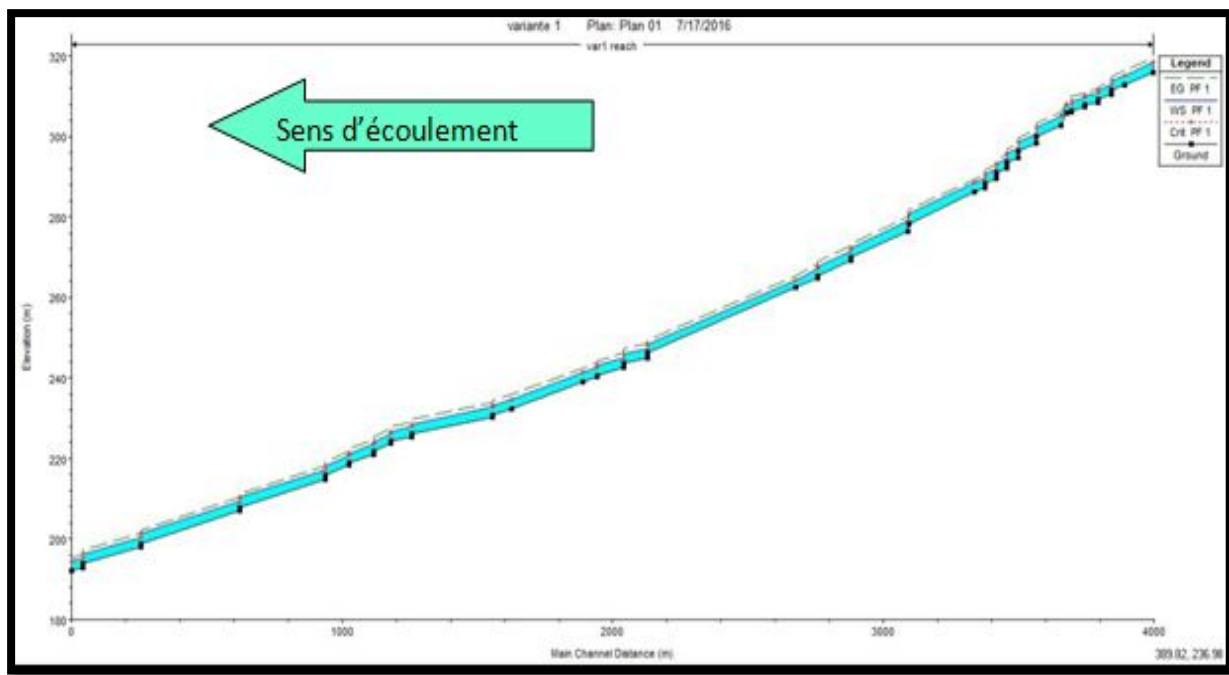


Figure V.4 : profil en long de la première variante (réalisé par nos soins avec HEC-RAS 4.1.0)

Tableau V-8 Paramètres de l'écoulement pour la première variante

	Q	cote du radier	A.L d'eau	P critique	P.L d'energie	pent l d'energie	la vitesse	surface mouller	largeur ou miroire	Froud
unités	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
0	69.4	315.94	318.33	318.33	319.53	0.004483	8.35	14.33	6	1
102.45	69.4	312.8	315.19	315.19	316.39	0.004486	7.25	14.33	6	1
152.45	69.4	311.59	313.93	313.93	314.93	0.009164	6.35	15.73	6	1.01
152.45	69.4	310.48	312.82	312.82	313.82	0.009165	7.48	15.72	6	1.01
201.81	69.4	309.05	311.39	311.39	312.39	0.009162	7.84	15.73	6	1.01
201.81	69.4	308.39	310.73	310.73	311.73	0.009166	9.06	15.72	6	1.01
249.85	69.4	307.76	310.1	310.1	311.1	0.009167	9.06	15.72	6	1.01
249.85	69.4	307.26	309.65	309.65	310.85	0.004477	8.35	14.34	6	1
300.25	69.4	306.36	308.75	308.75	309.95	0.004476	7.65	14.34	6	1
300.25	69.4	306.02	307.99	307.99	308.98	0.003757	6.41	15.74	6	1
318.69	69.4	305.82	307.79	307.79	308.78	0.003761	6.35	15.74	6	1.01
339.57	69.4	302.75	305.09	305.09	306.09	0.009164	5.36	15.72	6	1.01
432.02	69.4	299.79	302.13	302.13	303.13	0.009165	7.25	15.72	6	1.01
432.03	69.4	298.28	300.62	300.62	301.62	0.009164	8.35	15.73	6	1.01
497.74	69.4	296.2	298.54	298.54	299.54	0.009166	9.69	15.72	6	1.01
497.75	69.4	294.69	297.03	297.03	298.03	0.009166	7.49	15.72	6	1.01
538.45	69.4	293.46	295.8	295.8	296.8	0.009165	7.42	15.72	6	1.01
538.45	69.4	292.14	294.48	294.48	295.48	0.009164	6.42	15.72	6	1.01
579.61	69.4	290.87	293.21	293.21	294.21	0.009163	7.59	15.73	6	1.01
579.61	69.4	289.67	292.01	292.01	293.01	0.009165	8.4	15.72	6	1.01

Suite du tableau V.8										
620.11	69.4	288.37	290.71	290.71	291.71	0.009165	6.42	15.72	6	1.01
620.11	69.4	287.33	289.67	289.67	290.67	0.009164	6.42	15.73	6	1.01
658.86	69.4	286.1	288.44	288.44	289.44	0.009167	7.42	15.72	6	1.01
902.24	69.4	278.35	280.74	280.74	281.94	0.004479	7.85	14.34	6	0.93
903.66	69.4	276.5	278.89	278.89	280.09	0.004478	7.32	14.34	6	0.94
1113.8	69.4	269.86	272.25	272.25	273.45	0.004478	7.25	14.34	6	0.93
1113.8	69.4	269.25	271.64	271.64	272.84	0.004478	7.68	14.34	6	0.93
1237.88	69.4	265.29	267.68	267.68	268.88	0.004477	7.85	14.34	6	0.93
1237.88	69.4	264.79	267.18	267.18	268.38	0.004477	7.85	14.34	6	0.93
1317.83	69.4	262.38	264.35	264.35	265.34	0.003726	6.4	15.79	6	0.96
1865.57	69.4	246.29	248.26	248.26	249.25	0.003726	6.4	15.79	6	0.93
1866.69	69.4	244.9	247.29	247.29	248.49	0.00448	7.85	14.34	6	0.93
1954.96	69.4	243.67	246.06	246.06	247.26	0.00448	7.85	14.34	6	0.93
1954.96	69.4	242.67	245.06	245.06	246.26	0.004481	7.85	14.34	6	0.95
2052.56	69.4	240.68	243.07	243.07	244.27	0.004483	7.85	14.33	6	0.93
2052.56	69.4	240.28	242.67	242.67	243.87	0.004485	8.85	14.33	6	0.93
2105.87	69.4	238.96	241.3	241.3	242.3	0.009167	6.42	15.72	6	1.01
2367.76	69.4	232.31	234.7	234.7	235.9	0.004479	7.85	14.34	6	0.87
2441.27	69.4	230.75	233.14	233.14	234.34	0.004479	7.85	14.34	6	0.87
2441.27	69.4	230.35	232.74	232.74	233.94	0.004479	7.85	14.34	6	0.87
2739.85	69.4	226.07	228.46	228.46	229.66	0.004479	7.85	14.34	6	0.87
2739.85	69.4	225.47	227.86	227.86	229.06	0.004479	7.85	14.34	6	0.98
2816.74	69.4	224.33	226.72	226.72	227.92	0.00448	7.85	14.34	6	0.98
2816.75	69.4	223.73	226.12	226.12	227.32	0.004481	7.85	14.34	6	0.87
2880.13	69.4	221.68	224.07	224.07	225.27	0.004482	7.85	14.34	6	0.87
2880.14	69.4	221.08	223.47	223.47	224.67	0.004483	7.85	14.33	6	0.87
2970.72	69.4	218.87	221.26	221.26	222.46	0.004485	7.85	14.33	6	0.89
2970.72	69.4	218.37	220.71	220.71	221.71	0.009163	8.42	15.73	6	1.01
3059.72	69.4	215.77	218.11	218.11	219.11	0.009166	8.42	15.72	6	1.01
3059.72	69.4	214.77	217.11	217.11	218.11	0.009163	8.42	15.73	6	1.01
3374.14	69.4	207.97	210.31	210.31	211.31	0.009166	8.42	15.72	6	1.01
3374.14	69.4	206.97	209.31	209.31	210.31	0.009163	8.42	15.73	6	1.01
3740.66	69.4	198.95	201.29	201.29	202.29	0.009166	8.42	15.72	6	1.01
3740.66	69.4	197.95	200.29	200.29	201.29	0.009163	8.42	15.73	6	1.01
3955.45	69.4	193.82	196.16	196.16	197.16	0.009163	8.42	15.73	6	1.01
3955.45	69.4	192.82	195.16	195.16	196.16	0.009164	8.42	15.73	6	1.01
3990.27	69.4	191.99	194.33	194.33	195.33	0.009169	8.42	15.72	6	1.01

Remarque :

On constate que le régime est fluctuant entre le torrentiel et le fluviale dans notre canal. Alors qu'on remarque un régime critique au niveau des deux premières sections transversales en amont.

Les vitesses d'écoulement varient entre 5.36 à 9.69 m/s le long du canal en béton et le gabion, sachant que les vitesses admissibles de l'érosion des parois dans ses type d'ouvrage sont de 14 à 20 m/s pour le canal en béton armé et de 10 à 16 m/s pour le gabion, donc les vitesses d'écoulement sont acceptables.

La différence entre l'altitude de la ligne d'eau et l'altitude du radier, nous donne la hauteur d'eau dans le canal, une petite comparaison avec la hauteur de canal en différents tronçons, nous permet de conclure sur l'absence de débordement le long de canal et que sa capacité est suffisante pour évacuer le flux de la crue de projet en toute sécurité, empêchant l'inondation des localités avoisinante.

V-4-2 Variante 2

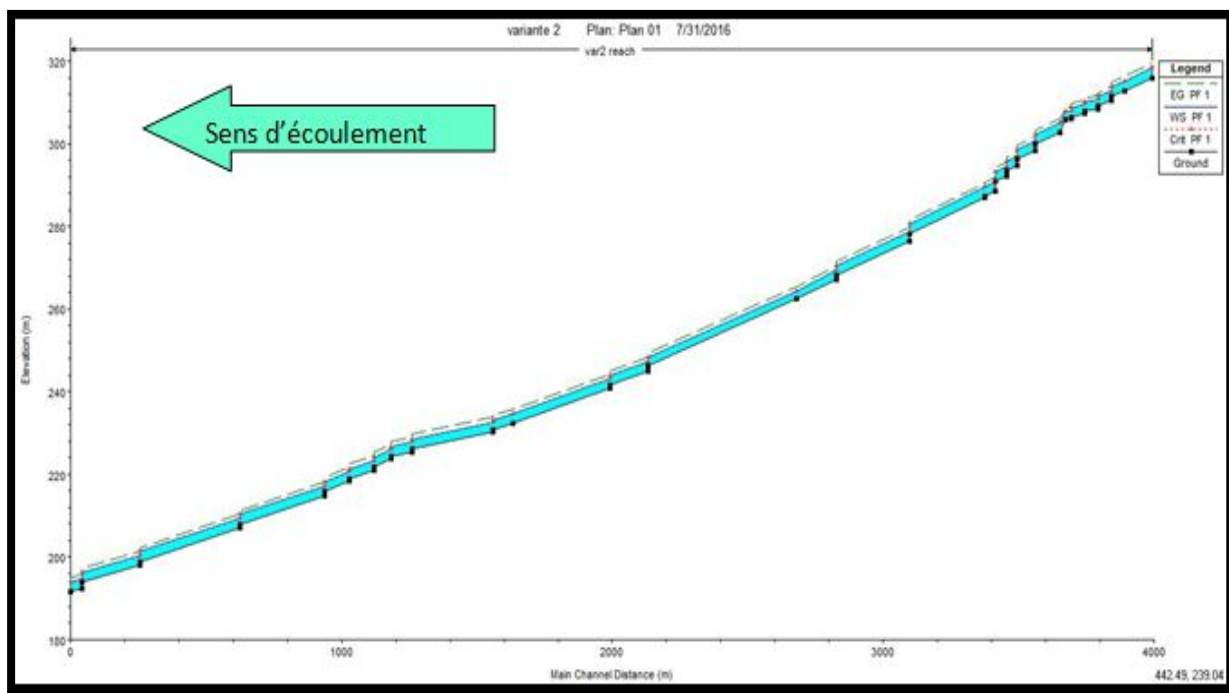


Figure V.5 : profil en long de la deuxième variante (réalisé par nos soins avec HEC-RAS 4.1.0)

Tableau V-9 Paramètres de l'écoulement pour la deuxième variante

	Q	cote du radier	A.L d'eau	P critique	P.L d'énergie	pente l d'énergie	la vitesse	surface mouler	largeur ou miroir	Froud
unités	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
0	69.4	315.94	318.33	318.33	319.52	0.004482	8.85	14.32	6	1
102.45	69.4	312.8	315.19	315.19	316.38	0.004484	7.36	14.32	6	1
152.45	69.4	311.59	314.56	313.93	315.13	0.004098	5.65	20.78	6	0.66
152.45	69.4	310.48	312.82	312.82	313.81	0.009164	7.65	15.71	6	1.01
201.81	69.4	309.05	312.61		312.96	0.001945	5.22	27.75	6	0.47
201.81	69.4	308.39	311.17		311.83	0.005095	6.98	19.25	6	0.74
250.52	69.4	307.76	311.41		311.73	0.001756	5.96	28.8	6	0.45
250.52	69.4	307.26	309.6	309.6	310.59	0.00917	7.25	15.71	6	1.01
300.92	69.4	306.36	308.7	308.7	309.69	0.009142	7.14	15.72	6	1.01

Chapitre V : Etude des variantes

Suite du tableau V.9										
300.92	69.4	306.02	307.99	307.99	308.98	0.003757	7.46	15.73	6	1.2
319.36	69.4	305.82	307.79	307.79	308.78	0.00376	7.49	15.72	6	1.1
340.24	69.4	302.75	305.09	305.09	306.08	0.009164	8.56	15.71	6	1.01
432.69	69.4	299.79	302.13	302.13	303.12	0.009164	8.25	15.71	6	1.01
432.7	69.4	298.3	300.64	300.64	301.63	0.00916	7.69	15.71	6	1.01
498.41	69.4	296.2	298.54	298.54	299.53	0.009164	9.13	15.71	6	1.01
498.41	69.4	294.69	297.03	297.03	298.02	0.009164	9.24	15.71	6	1.01
539.11	69.4	293.46	296.58		297.08	0.003386	8.35	22.47	6	0.61
539.11	69.4	292.14	294.48	294.48	295.47	0.009163	7.36	15.71	6	1.01
580.27	69.4	290.87	293.21	293.21	294.2	0.009162	7.25	15.71	6	1.01
580.27	69.4	288.63	291.93		292.36	0.002707	5.96	24.54	6	0.55
620.77	69.4	287.33	289.67	289.67	290.66	0.00916	7.69	15.71	6	1.01
620.77	69.4	287.12	289.46	289.46	290.45	0.009162	9.05	15.71	6	1.01
896.85	69.4	278.29	280.63	280.63	281.62	0.009162	8.25	15.71	6	1.01
898.27	69.4	276.44	278.78	278.78	279.77	0.009163	7.69	15.71	6	1.01
1165.78	69.4	268.12	270.83	270.46	271.53	0.005534	7.25	18.7	6	0.77
1165.78	69.4	267.14	269.48	269.48	270.47	0.009144	7.36	15.72	6	1.01
1313.16	69.4	262.38	264.35	264.35	265.34	0.003758	7.06	15.73	6	1.06
1860.9	69.4	246.29	248.26	248.26	249.25	0.003759	7.19	15.72	6	1.02
1862.02	69.4	244.98	247.32	247.32	248.31	0.009162	8.65	15.71	6	1.01
2002.59	69.4	241.6	243.94	243.94	244.93	0.009163	8.36	15.71	6	1.01
2002.59	69.4	240.94	243.28	243.28	244.27	0.009166	7.36	15.71	6	1.01
2363.15	69.4	232.3	234.64	234.64	235.63	0.009166	8.56	15.71	6	1.01
2436.66	69.4	230.74	233.13	233.13	234.32	0.004478	7.35	14.32	6	0.98
2436.66	69.4	230.24	232.63	232.63	233.82	0.004478	7.36	14.32	6	0.98
2735.24	69.4	226.06	228.45	228.45	229.64	0.004478	7.25	14.32	6	0.98
2735.24	69.4	225.48	227.87	227.87	229.06	0.004479	7.92	14.32	6	0.98
2812.13	69.4	224.33	226.72	226.72	227.91	0.004479	7.68	14.32	6	0.98
2812.13	69.4	223.71	226.1	226.1	227.29	0.00448	7.36	14.32	6	0.98
2876.51	69.4	221.68	224.07	224.07	225.26	0.004481	7.26	14.32	6	0.98
2876.52	69.4	221.03	223.42	223.42	224.61	0.004483	6.32	14.32	6	0.98
2967.1	69.4	218.86	221.25	221.25	222.44	0.004486	6.98	14.31	6	0.98
2967.1	69.4	218.39	220.73	220.73	221.72	0.009085	8.25	15.76	6	1.1
3057.7	69.4	215.76	218.1	218.1	219.09	0.009086	5.39	15.76	6	1.03
3057.7	69.4	214.89	217.23	217.23	218.22	0.009086	7.36	15.76	6	1.02
3372.12	69.4	207.97	210.31	210.31	211.3	0.009087	7.95	15.76	6	1.02
3372.12	69.4	207	209.34	209.34	210.33	0.009088	7.36	15.75	6	1.02
3738.66	69.4	198.94	201.28	201.28	202.27	0.009089	7.24	15.75	6	1.02
3738.66	69.4	197.94	200.28	200.28	201.27	0.009091	7.15	15.75	6	0.98
3955.45	69.4	193.82	196.16	196.16	197.15	0.009096	7.49	15.75	6	1.03
3955.45	69.4	192.35	194.82	194.69	195.69	0.007573	7.25	16.77	6	1.02
3990.27	69.4	191.5	193.84	193.84	194.83	0.009111	7.18	15.74	6	1.03

Remarque :

On constate que le régime torrentiel domine notre canal avec l'existence du régime fluviale dans quelque section. Alors qu'on remarque un régime critique au niveau des deux premières sections transversales en amont.

Les vitesses d'écoulement variant entre 5.39 à 9.24 m/s qui sont des vitesses inférieure a la vitesse admissible à l'érosion des parois.

La nouvelle capacité du canal et suffisante pour évacuer le flux de la crue.

V-4-2 Variante 3

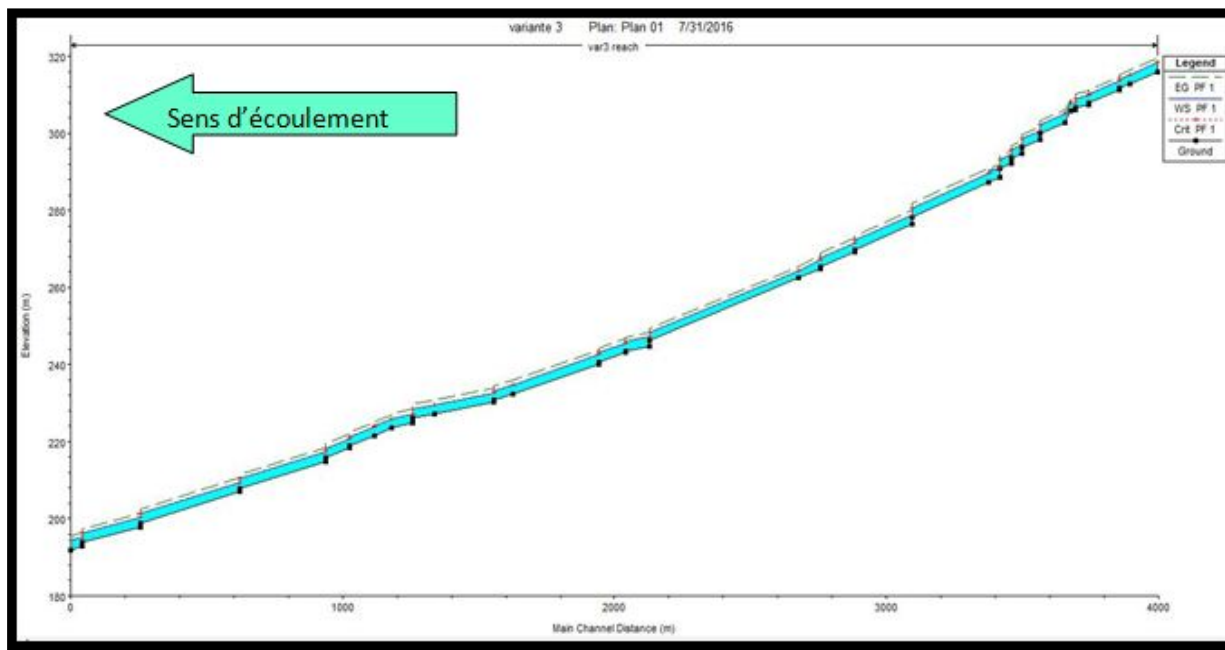


Figure V.6 : profil en long de la troisième variante (réalisé par nos soins en utilisant HEC-RAS 4.1.0)

Tableau V-10 Paramètres de l'écoulement pour la troisième variante

Distance	Q	cote du radier	A.L d'eau	P critique	P.L d'énergie	pente l d'énergie	la vitesse	surface mouler	largeur ou miroir	Froud
unités	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
0	69.4	315.94	318.33	318.33	319.52	0.004487	6.85	14.31	6	1.07
102.45	69.4	312.8	315.18	315.18	316.38	0.004462	6.84	14.34	6	1.05
139.06	69.4	311.74	314.16		315.55	0.002321	5.79	17.01	6	0.51
139.06	69.4	311.27	313.61	313.61	314.6	0.009164	7.42	15.71	6	1.01
250.62	69.4	307.92	310.7		311.99	0.001511	4.42	17.39	6	0.42
250.62	69.4	307.43	309.82	309.82	311.01	0.004476	7.84	14.33	6	1.02
300.01	69.4	306.54	309.12	308.93	310.14	0.00361	7.48	15.5	6	0.89
300.01	69.4	306.02	307.99	307.99	308.98	0.003757	7.41	15.73	6	1.01
318.45	69.4	305.82	307.79	307.79	308.78	0.00376	7.41	15.72	6	1.02
339.33	69.4	302.75	305.09	305.09	306.08	0.009164	7.42	15.71	6	1.01
431.79	69.4	299.79	302.13	302.13	303.12	0.009164	7.42	15.71	6	1.01

Chapitre V : Etude des variantes

Suite du tableau V-10										
431.79	69.4	298.3	300.64	300.64	301.63	0.00916	7.42	15.71	6	1.01
497.5	69.4	296.2	298.54	298.54	299.53	0.009164	7.42	15.71	6	1.01
497.51	69.4	294.69	297.03	297.03	298.02	0.009162	7.42	15.71	6	1.01
538.21	69.4	293.46	295.8	295.8	296.79	0.00916	8.42	15.71	6	1.01
538.21	69.4	292.14	294.48	294.48	295.47	0.009164	8.42	15.71	6	1.01
579.37	69.4	290.87	293.21	293.21	294.2	0.009162	6.42	15.71	6	1.01
579.37	69.4	288.63	291.25		292.01	0.006202	5.86	17.97	6	0.82
619.87	69.4	287.33	290.33	289.67	290.89	0.003968	5.3	18.01	6	0.65
619.87	69.4	287.24	289.63	289.63	290.82	0.004477	8.84	14.33	6	1.11
902.01	69.4	278.21	280.6	280.6	281.79	0.004477	7.84	14.33	6	1.04
903.43	69.4	276.43	278.82	278.82	280.01	0.004477	7.84	14.33	6	1.05
1114.29	69.4	269.84	272.23	272.23	273.42	0.004477	7.84	14.33	6	1.03
1114.29	69.4	269.24	271.63	271.63	272.82	0.004477	8.84	14.33	6	1.03
1238.37	69.4	265.27	267.66	267.66	268.85	0.004476	7.84	14.33	6	1.02
1238.37	69.4	264.74	267.13	267.13	268.32	0.004476	7.84	14.33	6	1.03
1318.32	69.4	262.38	264.35	264.35	265.34	0.003725	6.4	15.77	8	1.04
1866.06	69.4	246.29	249.2		249.65	0.001238	5.98	17.27	6	0.56
1867.18	69.4	244.83	247.22	247.22	248.41	0.004478	7.84	14.32	6	1.05
1955.45	69.4	243.52	245.91	245.91	247.1	0.004478	7.84	16.32	6	1.02
1955.45	69.4	243.11	245.5	245.5	246.69	0.004478	7.84	16.32	6	1.02
2052.75	69.4	240.68	243.07	243.07	244.26	0.004478	8.84	14.33	6	1.02
2052.75	69.4	240.18	242.57	242.57	243.76	0.004478	8.84	14.32	6	1.02
2368.13	69.4	232.3	234.69	234.69	235.88	0.004478	8.84	14.32	6	1.02
2368.13	69.4	232.28	234.67	234.67	235.86	0.004478	8.84	14.32	6	1.02
2441.64	69.4	230.74	233.13	233.13	234.32	0.004478	8.84	14.32	6	1.05
2441.64	69.4	230.27	232.66	232.66	233.85	0.004478	8.84	14.32	6	1.05
2658.61	69.4	227.23	229.62	229.62	230.81	0.004478	8.84	14.33	6	1.06
2740.22	69.4	226.06	228.45	228.45	229.64	0.004478	8.84	14.33	6	0.77
2740.23	69.4	224.83	227.22	227.22	228.41	0.004478	7.84	14.32	6	0.77
2817.12	69.4	223.52	226.37	225.91	227.21	0.002761	7.05	17.12	6	0.77
2817.12	69.4	223.45	225.84	225.84	227.03	0.004478	7.84	14.33	6	1.05
2880.5	69.4	221.62	224.29	224.01	225.25	0.003288	6.33	16.04	6	0.84
2880.5	69.4	221.39	223.78	223.78	224.97	0.004478	5.84	14.32	6	1.03
2970.88	69.4	218.86	221.25	221.25	222.44	0.004478	7.84	14.33	6	1.05
2970.88	69.4	218.34	220.73	220.73	221.92	0.004478	7.84	14.33	6	1.06
3059.88	69.4	215.76	218.15	218.15	219.34	0.004478	6.84	14.32	6	1.09
3059.88	69.4	214.89	217.28	217.28	218.47	0.004478	7.84	14.32	6	1.06
3374.3	69.4	207.97	210.36	210.36	211.55	0.004478	7.84	14.32	6	1.02
3374.3	69.4	207	209.39	209.39	210.58	0.004478	8.84	14.32	6	1.04
3740.84	69.4	198.94	201.33	201.33	202.52	0.004478	8.84	14.32	6	1.03
3740.84	69.4	197.9	200.29	200.29	201.48	0.004479	7.84	14.32	6	1.06
3955.43	69.4	193.82	196.21	196.21	197.4	0.004479	7.85	14.32	6	1.06
3955.43	69.4	192.83	195.22	195.22	196.41	0.00448	0.85	14.32	6	1.05
3990.27	69.4	191.98	194.37	194.37	195.56	0.004482	7.85	14.32	6	1.1

Remarque :

On remarque un régime d'écoulement torrentiel dominant avec quelque section en régime fluviale, avec des vitesses d'écoulement variant entre 4.42 à 8.84 m/s en dessous de la vitesse admissible à l'érosion des parois.

Dans les trois variantes on a remarqué que les valeurs de la vitesse augmente par rapport à la vitesse a l'état naturel et par conséquence le nombre de fraude augmenté aussi ce qui va impliquer l'évacuation rapide des eaux empêchant ainsi la stagnation d'eaux qui est la cause d'inondation de l'oued

V-5 Estimation du coût des variantes

La détermination des paramètres de l'écoulement de chaque variante, nous a permis de conclure sur la convenance de chaque solution proposée pour l'aménagement de l'oued de point de vue hydraulique.

Dans cette partie on procède à l'évaluation du coût de chaque variante, à partir des résultats des quantités de déblais et de remblais données par le simulateur HEC-RAS.

Une appréciation du devis de notre projet nécessite une estimation des travaux de génie civil, à partir des dimensions de notre canal pour chaque variante.

Les différentes quantités des matériaux à utiliser pour chaque variante, on va le multiplier par leur prix unitaire tiré de cahier de charge concernant les travaux hydraulique, afin d'obtenir le coût total du projet.

Les estimations des coutes des déférentes variantes sont représenter dans les tableaux suivante

Tableau V-11 : Coût de la première variante

Désignation des travaux	U	Quantité	P/U (Da)	Montant (Da)
Terrassements:				
Deblai	M ³	24426.24	500	12213120
Remblai	M ³	23764.82	600	14258892
Evacuation des terres excédentaires dans les décharges autorisées.	M ³	661.42	350	231497
Génie-civil:				
Construction d'un canal rectangulaire en béton armé	M ³	3082.95	30000	92488500
Mise en place du gabion	M ³	12145.93	5000	60729650
				179921659

(Source des prix unitaire, bureau d'étude SARL SERG)

Tableau V-12 : Coût de la deuxième variante

Désignation des travaux	U	Quantité	P/U (Da)	Montant (Da)
Terrassements:				
Deblai	M ³	25819.91	500	12909955
Remblai	M ³	24087.82	600	14452692
Evacuation des terres excédentaires dans les décharges autorisées.	M ³	1732.09	350	606231.5
Génie-civil:				
Construction d'un canal rectangulaire en béton armé	M ³	1076.29	30000	32288700
Mise en place du gabion	M ³	26265.19	5000	131325950
				191583529

(Source des prix unitaire, bureau d'étude SARL SERG)

Tableau V-13 : Coût de la troisième variante

Désignation des travaux	U	Quantité	P/U (Da)	Montant (Da)
Terrassements:				
Deblai	M ³	23563.06	500	11781530
Remblai	M ³	22568.89	600	13541334
Evacuation des terres excédentaires dans les décharges autorisées.	M ³	994.17	350	347959.5
Génie-civil:				
Construction d'un canal rectangulaire en béton armé	M ³	5088.25	30000	152647500
Mise en place du gabion	M ³	9852.13	5000	49260650
				227578974

(Source des prix unitaire, bureau d'étude SARL SERG)

V-6 Choix de la variante d'aménagement :

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères.

V-6 -1 Critères d'évaluation :

- Efficacité hydraulique : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- Difficultés de réalisation : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- Enjeux environnementaux : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,...) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.
- Durabilité : correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- Entretien : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- Autres impacts : les autres impacts correspondent aux effets secondaires des aménagements dans leur environnement.

- Coût : correspond à l'appréciation du coût de construction.

D'après l'analyse des résultats de simulation des variantes avec HEC-RAS on remarque que le comportement hydraulique dans les aménagements projetés dans la 1^{er} et la 2^{eme} variantes sont meilleur que la dernière variante, et de point de vue travaux de terrassement on remarque que pour la 1^{er} variante on a la plus petite quantité des terres excédentaires ce qui est avantageux et diminue le cout du projet. On remarque que pour la 3^{eme} variante ais la quantité de remblais et déblais la plus basse

Après une comparaison technique on va voir aussi la comparaison économique des variantes. Le tableau V-14 présente les coûts respectifs pour chaque variante ou on remarque que la 1^{ère} variante a le cout le moins important et la 3^{eme} variante a le cout le plus élevé

Tableau V-14 : Coût des variantes

Variante	Désignation	Coût total (DA)
1	Aménagement mixte : canal en gabion et canal en béton	179989909
2	Aménagement majorité canal en gabion	191583529
3	Aménagement majorité canal en béton armé	227628974

D'après ses comparaisons on a décidé de prendre la 1^{er} variante qui est un aménagement avec des ouvrages mixtes à savoir gabionnage et canal on béton armé car elle est la meilleure variante sur le plan technico-économique

V-7 Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu choisir la meilleure variante du point de vue technico-économique pour l'aménagement de l'oued Sidi el-kbir dans le but de la protection de la ville de Bouarfa contre les inondations.

Chapitre VI : Calculs hydraulique

Chapitre VI : calculs hydrauliques

VI-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'écoulement à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Les courants à surface libre peuvent être permanent, non permanent, uniforme ou non uniforme.

Dans ce manuel on n'examine que les courants permanents

VI-2 Généralités :

VI-2-1 l'écoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air 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.

VI-2-1-1 Les 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 où le rayon hydraulique est maximal, et la section est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera la plus coûteuse que la celle trapézoïdale ou rectangulaire qui présentent des avantages de simplicité de réalisation.

VI-2-1-2 Les différents types de Canaux :

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) les canaux naturels,
 - 2) les canaux artificiels,
- **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.

Chapitre VI : Calculs hydraulique

- **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.

VI-2-1-3 Types d'écoulements :

- **Variabilité dans le temps :**

- **Écoulement 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 :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (VI.1)$$

- **Écoulement 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 :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (VI.2)$$

- **Variabilité dans l'espace :**

- **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 :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (VI.3)$$

- **Régime non uniforme :**

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

Chapitre VI : Calculs hydraulique

C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (VI.4)$$

❖ 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.

VI-3 Etude de la variante retenue :

Pour notre aménagement on a choisi la variante mixte ou on a opté pour des ouvrages projetés en escalier en béton armé et en gabion plus un curage dans les tronçons déjà aménagés dans ce qui suit on va présenter les principaux paramètres nécessaires pour la caractérisation de l'écoulement dans le canal projeté.

VI-3-1 Les paramètres géométriques :

Les paramètres géométriques sont montrés dans la figure suivante :

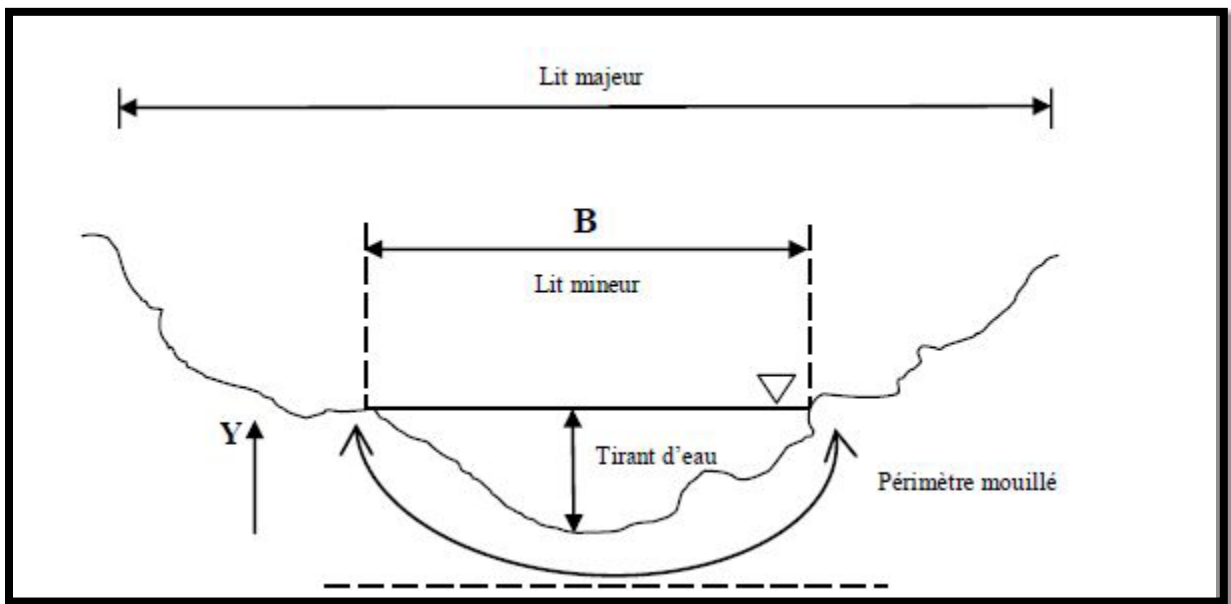


Figure VI-1 : caractéristiques géométriques d'un canal naturel

Chapitre VI : Calculs hydraulique

- **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 ;

VI-3-1-1 Le 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 I 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.

Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a :

$$S_m = \pi \cdot \frac{r^2}{2} \quad (VI.5)$$

$$P_m = \pi \cdot r \quad (VI.6)$$

$$R_h = \frac{r}{2} = h/2 \quad (VI.7)$$

Avec:

S_m : Section mouille (m²)

P_m : Périmètre mouille en (m).

R_h : Rayon hydraulique en (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation.

A cet effet notre choix portera sur la section rectangulaire dont ses caractéristiques sont :

❖ Canal à section rectangulaire :

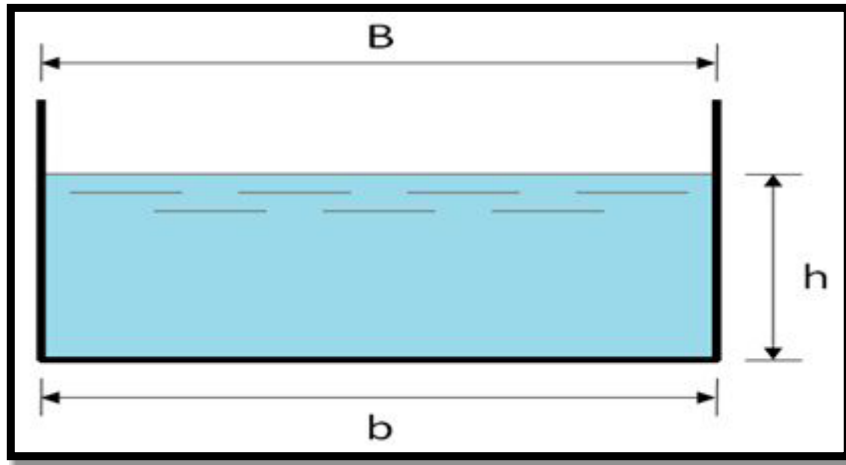


Figure VI-2 : canal à forme rectangulaire

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.

Puisque $m=0$, on aura $B = b$

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$S_m = h \times b \quad (VI.8)$$

$$P_m = b + 2xh \quad (VI.9)$$

❖ Calcul du rayon hydraulique maximal

On a:

$$R_h = S_m / P_m \quad (VI.10)$$

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

Le périmètre sera minimiser lorsque $dP = 0$.

On a:

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \quad (VI.11)$$

$$dP = db + 2 [(1 + m^2)^{0.5} dh] = 0 \quad (VI.12)$$

Chapitre VI : Calculs hydraulique

Les équations (VI.11) et (VI.12) donnent :

$$b = 2[h(1 + m^2)^{0.5}] - m \quad (VI.13)$$

$$b = 2(1 + m^2 - m) \quad (VI.14)$$

Pour la section rectangulaire ($m = 0$) :

$$\beta = b/h = 2$$

Avec : β = Largeur relative

Donc $R_h = h/2$

Tableau VI.1 : paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale ($m=0$) de largeur b (m) et de profondeur h (m).

Désignation	Expression
b (m)	2h
S (m ²)	h. b
P (m)	b + 2h = 4h
Rh (m)	$S/P=h/2$

VI-3-2 Paramètres hydrauliques

VI-3-2-1 Calcul de la profondeur normal h_n :

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixées 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.

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.

- **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 :

$$i = \frac{Q_{normal}^2}{C^2 S^2 R} \quad (VI.15)$$

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

$$Q = S_m \cdot C \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \quad (VI.16)$$

Avec :

S_m : Section mouillée ;

C : coefficient de CHEZY ;

R : Rayon hydraulique ;

I : pente du canal

- **Méthode itérative :**

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme définie dans (VI.16).

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

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

Dans ce document on va utiliser la méthode itérative

VI-3-2-2 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.

- **Méthode graphique**

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

❖ 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 à 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 :

Chapitre VI : Calculs hydraulique

$$H_s = H_p + H_c \quad (VI.17)$$

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

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

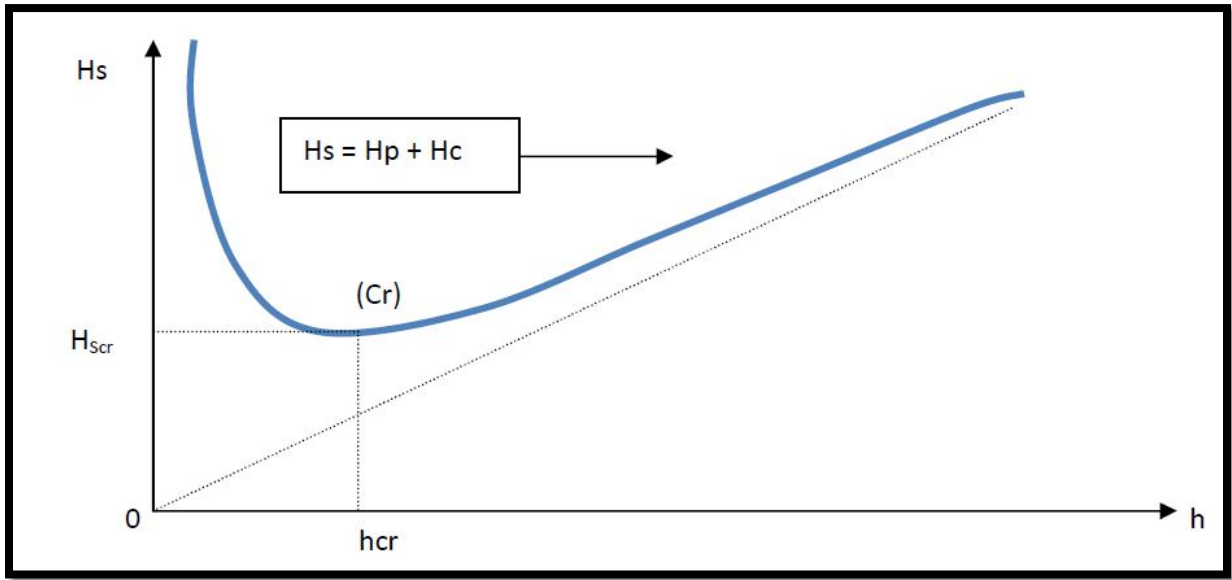


Figure VI-3 : l'énergie spécifique en fonction de profondeur

- **Méthode analytique d'AGROSKINE**

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$\frac{\alpha \cdot Q^2 \cdot B_{cr}}{g \cdot S_{cr}^3} = I \quad (VI.18)$$

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

B : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale à 9.81 m /s².

- **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.

Dans cette étude on va utiliser la méthode itérative

VI-3-2-3 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 :

$$Q = S_{cr} \cdot c \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad (VI.19)$$

Donc :

$$\frac{Q^2}{c^2 \cdot S_{cr}^3 \cdot R_h} = I \quad (VI.20)$$

VI-3-2-4 Nombre de Froude :

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

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot H}} \quad (VI.21)$$

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

- Écoulement fluvial $F_r < 1 \Rightarrow h_{cr} < h_n$
- Écoulement torrentiel $F_r > 1 \Rightarrow h_{cr} > h_n$
- Écoulement critique $F_r = F_{cr} = 1 \Rightarrow h_{cr} = h_n$

VI-3 Caractéristiques du canal projeté

Les paramètres géométriques et hydrauliques de toutes les tançons de notre aménager sont représenter dans les tableaux suivant

Chapitre VI : Calculs hydraulique

Tableau VI-2 : caractéristiques géométriques de l'aménagement

Ouvrage	PK	N° pt	N	I (%)	b (m)	h (m)	1/n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	Q (m ³ /s)
Gabion	PK1-PK2	1—2	0.0167	0.029	7	1.05	59.88	7.35	9.1	0.81	57.79	69.4
Gabion	PK2-PK3	2—3	0,0250	0.024	6	1.7	40	10.9	10.4	1.05	40.31	69.4
		3—4	0,0250	0.029	6	1.6	40	10.2	10.2	1	40	69.4
		4—5	0,0250	0.013	6	2.06	40	13.42	11.12	1.21	41.27	69.4
		5—6	0.0167	0.018	6	1.46	59.88	8.76	8.92	0.98	59.7	69.4
Canal	PK3-PK4	5—6	0.0167	0.018	6	1.46	59.88	8.76	8.92	0.98	59.7	69.4
O .d dissipation	PK4-PK5	6—7	0.0167	0.018	7	1.22	59.88	8.54	9.44	0.91	58.89	69.4
escalier existant	PK5-PK6	7—8	0.0167	0.032	7	1.02	59.88	7.14	9.04	0.79	57.57	69.4
Gabion	PK6-PK7	8—9	0,0250	0.032	6	1.55	40	9.85	10.1	0.98	39.83	69.4
		9—10	0,0250	0.032	6	1.55	40	9.85	10.1	0.98	39.83	69.4
		10—11	0,0250	0.03	6	1.59	40	10.13	10.18	1	39.97	69.4
		11—12	0,0250	0.031	6	1.57	40	9.99	10.14	0.99	39.9	69.4
		12—13	0,0250	0.032	6	1.55	40	9.85	10.1	0.98	39.83	69.4
		13—14	0,0250	0.032	6	1.55	40	9.85	10.1	0.98	39.83	69.4
		14—15	0.0167	0.032	6	1.2	59.88	7.2	8.4	0.86	58.36	69.4
Canal	PK7-PK8	15—16	0.0167	0.031	6	1.21	59.88	7.26	8.42	0.86	58.42	69.4
		16—17	0.0167	0.032	6	1.2	59.88	7.2	8.4	0.86	58.36	69.4
		17—18	0.0167	0.03	6	1.23	59.88	7.38	8.46	0.87	58.53	69.4
		18—19	0.0167	0.031	7	1.03	59.88	7.21	9.06	0.8	57.64	69.4
canal existant	PK8-PK9	18—19	0.0167	0.031	7	1.03	59.88	7.21	9.06	0.8	57.64	69.4
canal existant	PK9-PK10	19—20	0.0167	0.031	7	1.03	59.88	7.21	9.06	0.8	57.64	69.4
Canal	PK10-PK11	20—21	0.0167	0.014	6	1.59	59.88	9.54	9.18	1.04	60.27	69.4
		21—22	0.0167	0.02	6	1.41	59.88	8.46	8.82	0.96	59.47	69.4
		22—23	0.0167	0.025	6	1.31	59.88	7.86	8.62	0.91	58.97	69.4
Gabion	PK11-PK12	23—24	0,0250	0.025	6	1.74	40	11.18	11.48	0.97	39.82	69.4
Canal	PK12-PK13	24—25	0.0167	0.021	6	1.39	59.88	8.34	8.78	0.95	59.37	69.4
		25—26	0.0167	0.014	6	1.59	59.88	9.54	9.18	1.04	60.27	69.4
		26--27	0.0167	0.015	6	1.56	59.88	9.36	9.12	1.03	60.14	69.4

Chapitre VI : Calculs hydraulique

		Suite du tableau VI-2										
		27--28	0.0167	0.032	6	1.2	59.88	7.2	8.4	0.86	58.36	69.4
		28--29	0.0167	0.025	6	1.31	59.88	7.86	8.62	0.91	58.97	69.4
Gabion	PK13-PK14	29--30	0,0250	0.029	6	1.6	40	10.2	10.2	1	40	69.4
		30--31	0,0250	0.022	6	1.81	40	11.67	11.62	1	40.03	69.4
		31--31	0,0250	0.022	6	1.81	40	11.67	11.62	1	40.03	69.4
		32--32	0,0250	0.019	6	1.89	40	12.23	11.78	1.04	40.25	69.4
		33--34	0,0250	0.021	6	1.83	40	11.81	11.66	1.01	40.09	69.4

Tableau VI-3 : caractéristiques hydrauliques de l'aménagement

Ouvrage	PK	N° pt	Q(m ³ /s)	L(m)	B(m)	H _{eau} (m)	H _{cr} (m)	H _{ligne d'eau} (m)	I _{ligne d'esu} (%)	V (m/s)	Fr
Gabion	PK1-PK2	1 --2	69.4	102.45	7	1.05	2.39	3.25	0.01	6.5	2.03
Gabion	PK2-PK3	2--3	69.4	50	7	1.7	2.39	3.36	0.012	6.39	1.56
		3--4	69.4	49.36	7	1.6	2.39	3.67	0.015	6.81	1.72
		4--5	69.4	48.04	7	2.06	2.39	3.86	0.013	5.17	1.15
Canal	PK3-PK4	5--6	69.4	67.83	6	1.46	2.39	3.94	0.19	7.24	1.91
O .d dissipation escalier existant	PK4-PK5	6--7	69.4	1.2	6	1.22	2.39	3.36	0.021	6.88	1.99
Gabion	PK5-PK6	7--8	69.4	6.88	6	1.02	2.39	3.88	0.023	6.84	2.16
		8--9	69.4	92.45	7	1.55	2.39	3.64	0.021	7.04	1.81
		9--10	69.4	65.71	7	1.55	2.39	3.42	0.026	7.04	1.81
		10--11	69.4	40.7	7	1.59	2.39	3.52	0.028	6.91	1.75
		11--12	69.4	41.16	7	1.57	2.39	3.77	0.024	6.97	1.78
		12--13	69.4	40.5	7	1.55	2.39	3.48	0.23	7.04	1.81
		13--14	69.4	38.75	7	1.55	2.39	3.91	0.03	7.04	1.81
Canal	PK6-PK7	14--15	69.4	243.38	6	1.2	2.39	3.56	0.026	6.7	1.95
		15--16	69.4	210.14	6	1.21	2.39	3.81	0.024	6.79	1.97
		16--17	69.4	124.08	6	1.2	2.39	3.62	0.023	6.78	1.98
		17--18	69.4	79.95	6	1.23	2.39	3.49	0.027	6.74	1.94

Chapitre VI : Calculs hydraulique

Suite du tableau VI - 3											
Canal existant	PK8-PK9	18--19	69.4	152.93	7	1.03	2.39	3.73	0.018	6.32	1.99
Canal existant	PK9-PK10	19--20	69.4	394.81	7	1.03	2.39	3.81	0.017	6.32	1.99
Canal	PK10-PK11	20--21	69.4	88.27	6	1.59	2.39	3.47	0.016	7.27	1.84
		21--22	69.4	97.3	6	1.41	2.39	3.51	0.019	7.23	1.94
		22--23	69.4	53.31	6	1.31	2.39	3.35	0.021	6.94	1.94
Gabion	PK11-PK12	23--24	69.4	261.89	7	1.74	2.39	3.39	0.02	6.21	1.5
Canal	PK12-PK13	24--25	69.4	73.51	6	1.39	2.39	3.42	0.023	6.89	1.87
		25--26	69.4	298.58	6	1.59	2.39	3.44	0.024	7.27	1.84
		26--27	69.4	76.89	6	1.56	2.39	3.29	0.016	7.46	1.91
		27--28	69.4	63.38	6	1.2	2.39	3.25	0.017	6.57	1.91
		28--29	69.4	90.38	6	1.31	2.39	3.31	0.018	6.77	1.89
Gabion	PK13-PK14	29--30	69.4	89	7	1.6	2.39	3.26	0.019	6.81	1.72
		30--31	69.4	314.42	7	1.81	2.39	3.19	0.019	5.95	1.41
		31--31	69.4	366.52	7	1.81	2.39	3.27	0.02	5.95	1.41
		32--32	69.4	214.59	7	1.89	2.39	3.23	0.02	5.65	1.31
		33--34	69.4	40.4	7	1.83	2.39	3.3	0.021	5.85	1.38

Commentaire :

- On observant les valeurs de la largeur au miroir dans tous les tronçons on remarque que la valeur est de B=6 m dans les canaux en béton et de 7 m dans les canaux en gabion ce qui confirme qu'on n'a pas des débordements
- D'après le tableau précédent on remarque les valeurs de la vitesse dans les canaux est moyenne et peut satisfaire les conditions de l'érosion des parois
- on remarque que le nombre de froude est supérieur a 1 dans tous les tronçons ce qui fait référence a un régime torrentiel le long des tronçons

VI-4 Vérification des traversées des ponts :

Dans le chapitre VI on a présenté les ouvrages traversant l’oued dont leurs dimensions sont connues.

Suit aux nouvelles capacités de transition que l’oued va avoir avec la projection du canal, la vérification des dimensions des ouvrages existants semble indispensable, afin d’éviter toute perturbation de l’écoulement en amont et en aval de chaque ouvrage.

On procédé à la vérification afin de maintenir les traversées qui sont en bonne état hydraulique, et de projeter d’autres à la place des traversées qui ne remplissent pas leurs fonctionnalités. Pour faire, on calcul la capacité de l’ouvrage et on le compare avec le débit de dimensionnement.

Les détails de calcul et les résultats sont représentés dans e tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification de la capacité des traversées des ponts :

N°	Désignation	Dimensionnement initial		Vérification hydraulique Q (m3/s)		Recommandation	
		L (m)	H (m)	Q1%	Qc	A maintenir	A réparer
1	Pont 1	7	4.19	69.4	167.98	(x)	
2	Pont 2	4	4.07	69.4	160.00	(x)	
3	Pont 3	13	3.55	69.4	96.37	(x)	
4	Passerelle métallique	1	3.5	69.4	85.36	(x)	
5	Pont en pierrailles	5.5	5.1	69.4	176.34	(x)	

VI-5 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 $Fr > 1$ (amont), au régime sous critique $Fr < 1$ (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 ($HRH = HS_2 - HS_1$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes : [10]

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).
- La longueur approximative du ressaut (LRH).

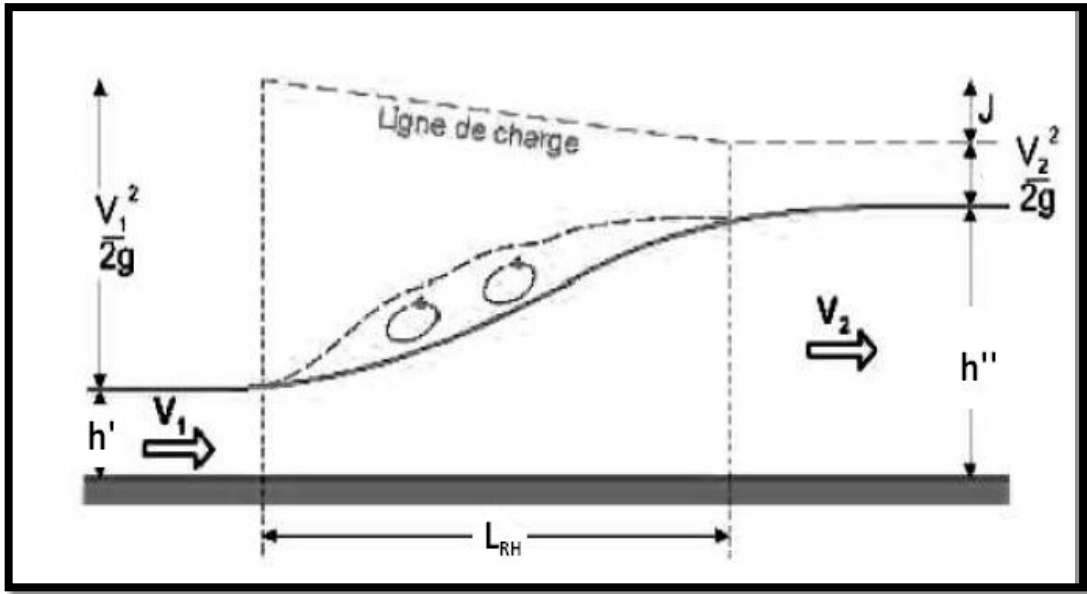


Figure VI-4: schéma d'un ressaut hydraulique [10]

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

Tableau VI-5 : les 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 et perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

Du point de vu radier notre aménagement est de type escalier qui contient des chutes; alors elles forment des ressauts après chaque chute comme représenté ci-dessous :

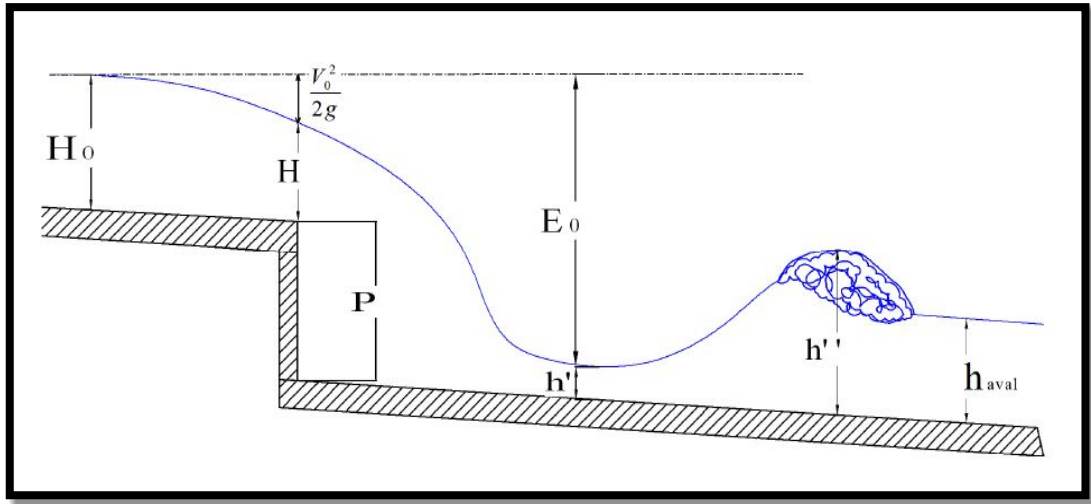


Figure VI-5 : schéma explicatif de ressaut après chaque chute [10]

VI-5 -1 Calcul de ressaut après chaque chute :

Pour calculer les caractéristiques de ressaut, on utilise la méthode tabulaire d'Agroskine, cette méthode repose sur le calcul d'énergie spécifique E_0 et la détermination de la fonction auxiliaire.

$$E_0 = P + H_0 \quad (VI.22)$$

E_0 : Énergie spécifique.

P : hauteur de chute.

H_0 : Hauteur déversante.

Avec :

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad (VI.23)$$

- Calcul de la fonction auxiliaire :

$$\varphi(\tau_c) = \frac{q}{\sigma * E_0^{3/2}} \quad (VI.24)$$

q : débit spécifique.

σ : Coefficient de résistance, on prend $\sigma = 1$.

E_0 : Énergie spécifique.

- Calcul des hauteurs conjuguées :

$$h' = \tau' * E_0 \quad (VI.25)$$

$$h'' = \tau'' * E_0 \quad (VI.26)$$

τ' et τ'' sont calculé à partir de l'annexe II par interpolation.

- Si $h'' < h_{aval}$ => un ressaut t noyé (pas de bassin de dissipation).
- Si $h'' > h_{aval}$ => un ressaut dénoyé (un bassin de dissipation sera installé).

• **La longueur de ressaut :**

Il ya plusieurs formules pour calculer la longueur d'un ressaut, on distingue :

Formule de Parlovski :
$$L_{RH} = 2.5 * (1.9 * h'' - h') \quad (VI.27)$$

Formule de Tchertoussour :
$$L_{RH} = 10.3 * h' * (\sqrt{F_r} - 1)^{0.82} \quad (VI.28)$$

Formule de Pikalor :
$$L_{RH} = 4 * h' * (\sqrt{1 + 2 * F_r}) \quad (VI.29)$$

Pour notre calcul on utilise la formule de Parlovski.

• **La longueur du bassin d'amortissement :**

$$L_{bassin} = 3 * h'' \quad (VI.30)$$

Les résultats du calcul sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6 : Caractéristiques de ressaut hydraulique

La chute	E_0 (m)	$\varphi(\tau_c)$	τ'	τ''	hauteurs conjuguées (m)		Longueur de ressaut (m)	Longueur de bassin (m)
					h'	h''		
1	3.45	0.6507	0.6598	0.6598	0.5579	2.2763	9.4178	6.8289
2	3.05	0.7566	0.6949	0.6949	0.5786	2.1194	8.6209	6.3583
3	2.74	0.71	0.6791	0.6791	0.4842	1.8607	7.6281	5.5822
4	2.52	0.7899	0.7056	0.7056	0.5045	1.7781	7.1848	5.3343
5	3.88	0.5352	0.6103	0.6103	0.5036	2.368	9.9888	7.1039
6	3.9	0.5544	0.6187	0.6187	0.5261	2.4129	10.1461	7.2388
7	3.68	0.5921	0.6356	0.6356	0.5347	2.339	9.7735	7.017
8	3.73	0.5914	0.6355	0.6355	0.5416	2.3704	9.9055	7.1112
9	3.45	0.6539	0.6608	0.6608	0.5592	2.2798	9.4307	6.8393
10	4.36	0.4756	0.5812	0.5812	0.5555	2.534	10.648	7.6021
11	2.49	0.7992	0.7085	0.7085	0.506	1.7642	7.1149	5.2925
12	2.79	0.7253	0.6843	0.6843	0.505	1.9092	7.8062	5.7276
13	3.58	0.62	0.6475	0.6475	0.5488	2.3181	9.6387	6.9542
14	3.31	0.641	0.6558	0.6558	0.5233	2.1707	9.0025	6.5121

15	2.67	0.7862	0.7044	0.7044	0.5316	1.8807	7.6046	5.6422
16	2.74	0.7364	0.6881	0.6881	0.5044	1.8854	7.6945	5.6562
Suite du tableau VI. 6								
17	2.94	0.6963	0.6744	0.6744	0.5274	1.9827	8.0994	5.9482
18	2.84	0.7146	0.6807	0.6807	0.5055	1.9332	7.9188	5.7996
19	2.86	0.6844	0.6698	0.6698	0.4848	1.9156	7.8873	5.7469
20	2.84	0.7501	0.6921	0.6921	0.5385	1.9656	7.9903	5.8967
21	3.34	0.6668	0.6649	0.6649	0.5528	2.2208	9.1667	6.6623
22	3.44	0.6583	0.6622	0.6622	0.5841	2.278	9.3601	6.8339
23	3.3	0.6856	0.6701	0.6701	0.56	2.2113	9.1038	6.634
24	3.68	0.5992	0.6385	0.6385	0.5424	2.3497	9.8049	7.049

En comparant la hauteur conjuguée aval avec la profondeur normale localisée en chaque chute (tableau : chapitre V), on constate que le ressaut est submergé dans la majorité des chutes, en exception des 4 profils où le ressaut est dénoyé est ce sont les profils des plus grandes chutes (supérieur a 1 m). Donc on doit installer un bassin d'amortissement en tout profil caractérisé par un ressaut dénoyé.

VI-6 Bassin d'amortissement :

Un bassin de dissipation, fosse de dissipation ou bassin d'amortissement est un ouvrage ou parfois une configuration naturelle où plonge une chute d'eau après un déversoir, un seuil, ou une chute à l'intérieur d'une canalisation. Il est construit en vue de dissiper l'énergie de l'eau (ressaut hydraulique) et d'éviter l'usure, l'érosion ou la destruction qu'elle pourrait provoquer à l'ouvrage ou à son environnement.

Pour déterminer la profondeur de bassin d'amortissement on utilise la méthode d'Agroskine.

$$b_{n0} = \sigma * h'' - h_{aval} \quad (VI.31)$$

b_{n0} : Profondeur de bassin d'amortissement qui correspond à E_0 .

$$E_{01} = E_0 + b_{n0} \quad (VI.32)$$

D'où :

$$\varphi_1(\tau_c) = \frac{q}{\sigma * E_{01}^{3/2}} \quad (VI.33)$$

$$h_2' = \tau_1' * E_{01} \quad (VI.34)$$

$$h_2'' = \tau_1'' * E_{01} \quad (VI.35)$$

$$b_{n1} = \sigma * h_1'' - h_{aval} \quad (VI.36)$$

Si $\left(\frac{b_{n1} - b_{n0}}{b_{n0}}\right) * 100 < 7\%$, on peut prendre $b_{bassin} = b_{n1}$;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI-7 : Calcul de la largeur des bassins d'amortissement

E_{01}	$\varphi_1(\tau_c)$	τ_1'	τ_1''	hauteurs conjuguées (m)		Vérification	bn ₁ bassin (cm)
				h_1'	h_1''		
4.05	0.5022	0.1209	0.5943	0.4894	2.4057	0.04	50
4.13	0.5082	0.1187	0.5971	0.4906	2.4678	0.05	50
4.58	0.4412	0.1096	0.5631	0.5024	2.5813	0.05	70
3.76	0.5765	0.1409	0.6289	0.5295	2.3634	0.05	40

VI-7 Conclusion :

Dans ce chapitre on a débuté le dimensionnement des canaux qui présentent un aménagement hydraulique de l'oued Sidi el-kbir, Ceci a été fait en tenant compte des conditions, de la vitesse, le nombre de froude, et la hauteur normal.

Chapitre VII : Organisation du Chantier

Chapitre VII : organisation de chantier

VII-1 Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser les projets dans des délais courts et à moindre coût. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif d'avoir une méthode d'ordonnancement des travaux qui nous permet de décomposer l'ouvrage ou les ouvrages à réaliser en plusieurs opérations ou tâches, de déterminer les relations entre opérations, ainsi connaître les tâches qui sont en amont et celles qui sont en aval d'une opération (la succession chronologique des opérations).

VII-2 Généralité

VII-2-1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

Tableau VII-1 : les intervenants dans l'acte de construction et leurs rôles

Personne à intervenir	Leur rôle
Le maître de l'ouvrage	C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécute les travaux, il définit le but à atteindre, et assure le financement.
Le maître d'œuvre	C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, et assure le contrôle lors d'exécution.
L'entreprise	C'est la réunion des moyens mobiles et immobile et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux.
L'entrepreneur	C'est une personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux.




VII-2-2 Les moyens du chantier

VII-2-2-1 Les moyens humains


En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII-2-2-2 Les moyens matériels

Tableau VII-2 : les principaux engins utilisés pour les différentes taches

Tache	Engins	Image de l'engin	Actions
Travaux de préparation	Dozers		Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs		
	Pelles		

Chapitre VII : Organisation de chantier

	Camions		
Terrassement	Pelles		Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs		
	Dozers		
	Niveleuse		
	Camions		
Dumpers			

Chapitre VII : Organisation de chantier





Compactage	compacteurs à rouleaux lisses		Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton		Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse		Produire du béton
	Pompe à béton		Couler le béton

Tableau VII-3 : Engins et leurs capacités théoriques.

Engin	Capacité horaire théorique	Capacité journalière théorique	Capacité journalière réelle
	m ³ /h	m ³ /j	m ³ /j
Bulldozer	150	1200	600
Chargeur	115	920	460
Pelle hydraulique	100	800	400
Camion	8	64	512

VII-2-3 Installation du chantier

Les installations dans chaque chantier se fait selon son type,

Tableau VII.4: Type de chantiers selon la durée de réalisation

Type de chantier	Remarques
Chantier de type 1	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs
Chantier de type 2	Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleurs
Chantier de type 3	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif

Tableau VII.5: Installations d'accueil dans les chantiers.

Installations d'accueil dans les chantiers		Chantier type 1	Chantier type 2	Chantier type 3
Abri	Local ou emplacement pour changer de vêtements. Il est situé près du travail et à l'abri des intempéries, toléré en sous-sol si propre, aéré et éclairé.	⊕		
Abris-clos et vestiaire	Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1,25 m ² par personne).	⊕	⊕	
Repas et matériel de réfectoire	Lieu couvert pour repas, aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Abris-clos pour un nombre de repas < 25, aéré, éclairé, chauffé en saison froide.	⊕	⊕	⊕

	Tables, sièges, vestiaires en nombre suffisant. Local restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1,5 m ² par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.	⊕	⊕	⊕
Eau	Eau pour la boisson : eau potable fraîche > 3 litres par jour et par travailleur. Eau pour la toilette en quantité suffisante. Eau chaude : un robinet d'eau potable pour 10 personnes prenant leur repas.	⊕ ⊕	⊕ ⊕	⊕ ⊕
Installations sanitaires	Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.		⊕	⊕ ⊕
Cabinets d'aisances	Cabinets d'aisances : 1 cabinet pour 20 travailleurs hommes et 1 WC pour 20 femmes.	⊕	⊕	⊕
Poste de Secours	Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.	⊕	⊕	⊕

VII-3 Succession des opérations du chantier

VII-3-1 Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- L'abattage des arbres.
- La démolition et / ou le démontage des constructions et / ou clôtures.

VII-3-2 Exécution de l'ouvrage

Ils consistent essentiellement en :

- Le piquetage d'implantation pour le terrassement.
- l'exécution des déblais et des remblais.
- Evacuation des terres excédentaires
- Exécution de la couche du gravier $e = 10$ cm.
- Exécution de la couche du béton de propreté $d = 10$ cm.
- Exécution des canaux béton armé :
- Mise en place du gabion

VII-4 Détermination des différents volumes

VII-4-1 Volumes des déblais des tranchés

Le volume de déblai est donné directement par le logiciel HEC-RAS (version 4.1) lors de l'exécution de la simulation, pour chaque tronçon compris entre deux sections transversales.

VII-4-2 Volumes des remblais des tranchés

Le volume de remblai pour chaque tronçon est obtenu avec la même méthode.

VII-4-3 Volume du lit du gravier

VII-4-3-1 Pour les canaux

$$V_{lg} = d_g * L * b_{radier} \quad (VII.1)$$

Avec :

V_{lg} : Volume du lit du gravier (m³).

d_g : Epaisseur de la couche de gravier (= 10 cm).

L : Longueur totale du tronçon (m).

b_{radier} : Largeur de radier en (m).

VII-4-3-2 Pour le bassin d'amortissement

$$V_{lg} = d_{lg} * L_{bassin} * b_{bassin} \quad (VII.2)$$

L_{bassin} : Longueur du bassin (m).

b_{bassin} : Largeur du bassin (m)

VII-4-4 Volume du béton de propreté

VII-4-4-1 Pour les canaux

$$V_{bp} = d_{bp} * L * b_{radier} \quad (VII.3)$$

Avec :

V_{bp} : Volume du béton de propreté (m³).

d_{bp} : épaisseur de la couche de béton de propreté (= 10 cm).

b_{radier} : Largeur de radier (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VII-4-4-2 Pour le bassin d'amortissement

$$V_{bp} = d_{bp} * l_{bassin} * b_{bassin} \quad (VII.4)$$

Avec :

l_{bassin} : Longueur de bassin (m).

b_{bassin} : Largeur de bassin (m).

VII-4-5 Volume du béton armé

VII-4-5-1 Pour les canaux

$$V_{B.A} = d_{B.A} * L * (P_{ext} + P_{int})/2 \quad (VII.5)$$

Avec :

$V_{B.A}$: Volume de béton armé (m³).

$d_{B.A}$: Épaisseur de la couche de béton armé (= 20 cm).

L : Longueur de tranchée (m).

P_{ext} : Périmètre extérieur du canal (m).

P_{int} : Périmètre intérieur du canal (m).

VII-4-4-2 Pour le bassin d'amortissement

$$V_{B.A} = d_{B.A} * (P_{bassin} + H_{bassin} * S_{bassin}) \quad (VII.6)$$

P_{bassin} : Périmètre de bassin d'amortissement (m).

S_{bassin} : Surface de bassin d'amortissement (m²).

VII-4-5 volume des roches du bassin d'amortissement

$$V_{roche} = H_{bassin} * l_{bassin} * b_{bassin} \quad (VII.7)$$

Avec :

V_{roche} : Volume des roches de bassin d'amortissement (m^3).

H_{bassin} : Profondeur de bassin d'amortissement (m).

l_{bassin} : Longueur de bassin (m).

b_{bassin} : Largeur de bassin d'amortissement (m).

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des calculs des différents volumes des matériaux à utiliser dans la conception des ouvrages constituant le projet avec le devis.

Tableau VII.6: devis estimative concitadine du projet

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement				
Déblais	m^3	24426.24	500	12213120
Remblais	m^3	23764.82	600	14258892
Evacuation des terres excédentaires	m^4	661.42	350	231497
Curage du canal existant	m^5	500	400	200000
Travaux du lit				
Lit de gravier	m^3	1045	2500	2612500
Lit de béton de propreté	m^3	1045	7000	7315000
Travaux de béton				
canal en béton armé	m^3	3082.95	30000	92488500
Gabionnage				
Gabionnage	m^3	12145.93	5000	60729650
Montant HT				190049159
TVA 17%				32308357
Total TTC				222357516

VII-5 planification

La planification est l'organisation dans le temps de la réalisation des travaux. C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle nécessite les étapes suivantes :

VII-5-1 Collection des informations

Ces informations concernant les plans d'architecture de la structure, le cahier de charge, la norme de travail, le rendement des engins et les prix des matériaux de constructions.

VII-5-2 Décomposition du projet en tâches

Dans cette étape le projet sera décomposé en opérations.

VII-5-3 Prévoir la relation entre les opérations

Les relations entre ces opérations peuvent être logiques ou préférentielles.

VII-5-4 Rétribuer des durées

Le temps de réalisation de chaque tâche sera calculé par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{N * R} \quad (VII.8)$$

Avec :

T : temps de réalisation en heures.

Q : quantité de travail en (m³, m², m...)

N : La norme de travail (8h/j).

R : rendement de travail.

VII-5-5 Construction du réseau

Il existe deux principales méthodes de planification :

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

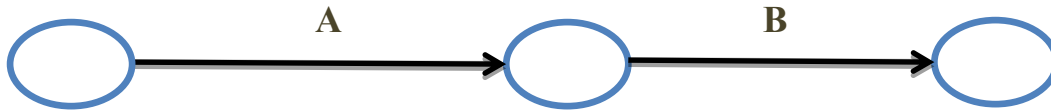
VII-5-5-1 Méthodes basées sur le réseau.

- **Définition du réseau**

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

❖ **réseau à flèches**

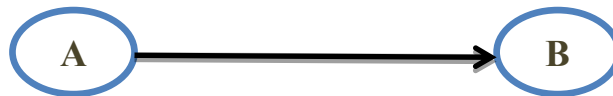
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent.
- Etablissement des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

VII-5-5-2 Différentes méthodes basées sur les réseaux

Nous citons dans cette étude deux méthodes à savoir : la méthode C.P.M (Critical Path Netlog) et la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical).

Dans notre cas les opérations se suivent, alors c'est préférable d'opter pour la méthode C.P.M.

VII-5-5-3 Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	T
DFP	DCPP
DFPP	MT

T : temps de réalisation de l'opération.

DCP : date de commencement au plus tôt (l'opération peut être commencée).

DCPP : date de commencement au plus tard (l'opération doit être commencée).

DFP : date de finition au plus tôt (date de l'opération peut être fini).

DFPP : date de finition au plus tard (date de l'opération doit être fini)

MT : marge totale (l'intervalle du temps).

$$\begin{cases} MT = DCPP - DCP. \\ MT = DFPP - DFP. \end{cases} \quad \begin{cases} DFP = DCP + T. \\ DCPP = DFPP - T. \end{cases}$$

Pour calcul « aller » on a $\begin{cases} DFP_i = DCP_i + T_i. \\ DFP_i = DCP_j. \end{cases}$

Pour la dernière cellule on procède ainsi $\begin{cases} DCPP = DCP. \\ DFPP = DFP. \end{cases}$

VII-5-5-4 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 :

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

VII-6 Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M

La méthode C.P.M 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 et le temps de réalisation de chaque tâche.

Tableau VII.7: Temps de réalisation de chaque tâche

Opérations	Travaux	Quantité en (m ³)	Rendement pratique/h	Temps d'exécution (h)
A	exécution des déblais	24426.24	20	153
B	exécution des remblais	23764.82	20	149
C	évacuations	661.42	1	83
D	exécution de lit de gravier	1045	5	26
E	exécution de lit du béton de propreté.	1045	4	33
F	canal en béton armé	3082.95	2.5	154
G	Gabion	12145.93	4	380
H	Curage	500	1.5	42

N.B : La norme de travail est 8 heures par jours.

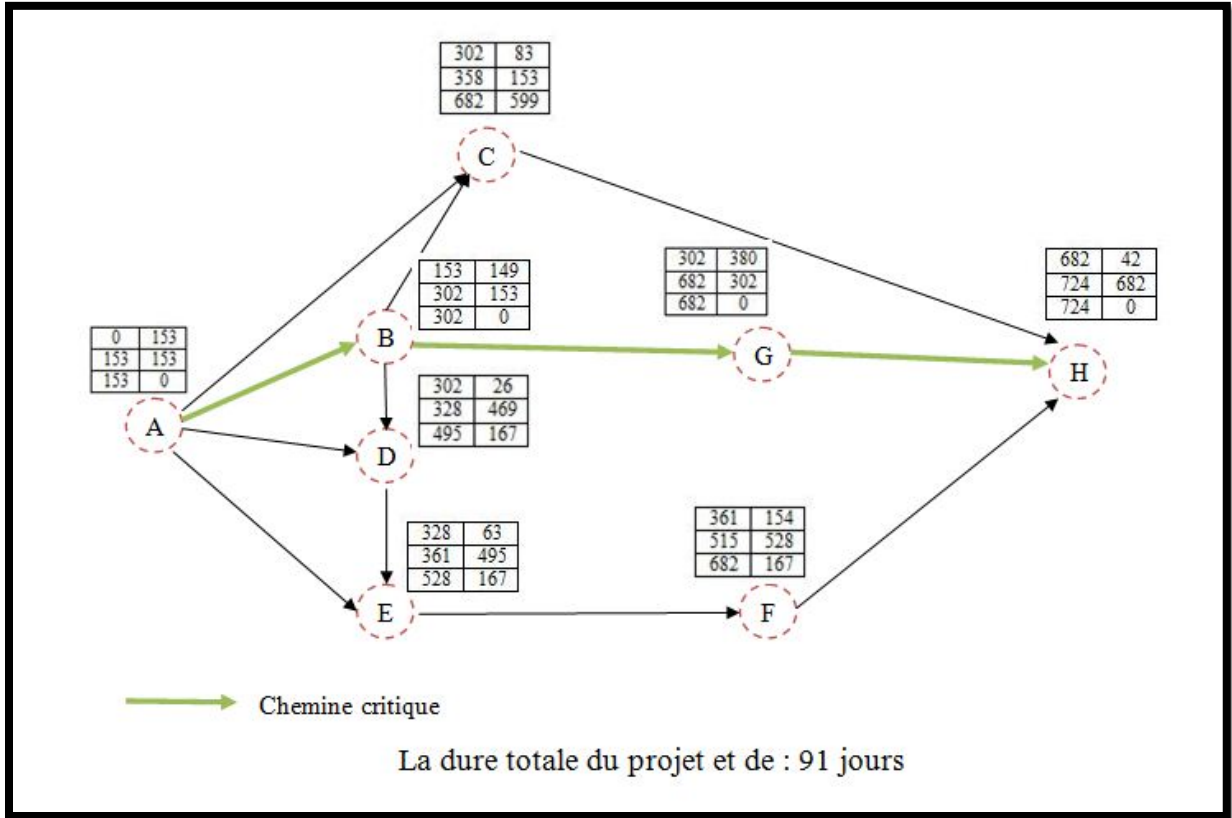


Figure VII-1 : réseau à nœud du projet d'aménagement

VII-7 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé en ordonnancement et gestion de projet, permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches liées composant un projet (il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe). Il permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

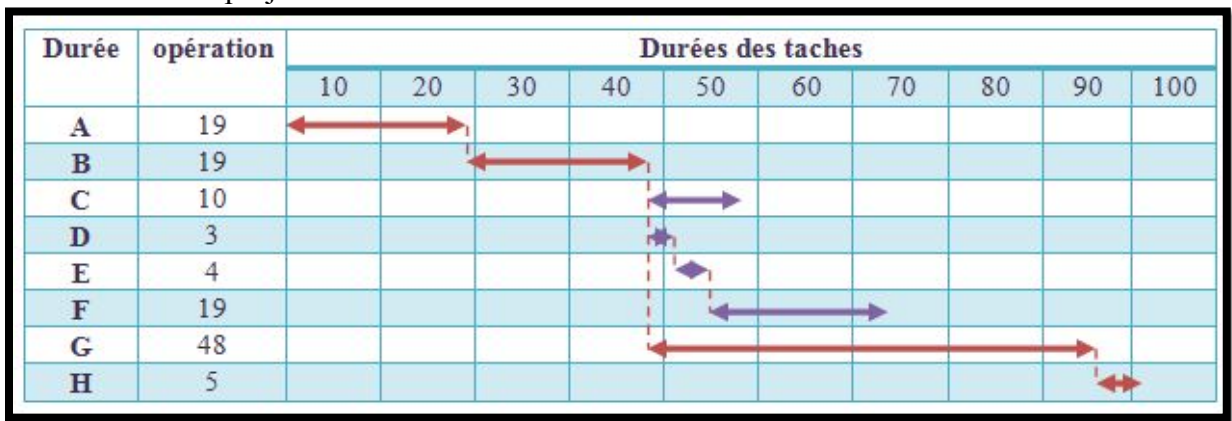


Figure VII-2 : Diagramme de Gantt.

VII-8 Conclusion :

A la fin de ce chapitre, une étude globale sur le déroulement des travaux nécessaires à été élaboré pour permettre l'enchaînement le plus logique et économique des travaux d'aménagement d'oued Sidi El-Kbir, tout en assurant une utilisation rationnelle des ressources mises en œuvre (personnels et matériels).

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

L'objectif de ce travail était de faire une étude sur l'état actuel d'oued Sidi El-kbir et sa capacité à évacuer une crue centennale, toute en proposant des aménagements nécessaires pour augmenter la débitantes du cours d'eau et corriger les disfonctionnements dans le but de protéger les zones avoisinantes contre les inondations.

La première démarche de ce travail consistait à récolter les différents documents et données nécessaires (cartes topographique, données pluviométriques) afin de déterminer les crues, qui peuvent être générées dans le bassin versant d'oued.

En deuxième lieu, un diagnostic de l'état des cours d'eau a été élaboré pour déceler les paramètres de disfonctionnement du cours d'eau en déterminant les zones inondables via le logiciel HEC-RAS. L'aboutissement aux résultats de la simulation a nécessité beaucoup d'investigations et un long travail. Les résultats de la simulation montrent bien que l'état actuel du cours d'eau ne permet pas d'évacuer les eaux d'un événement extrême de l'ordre d'une crue centennale.

Enfin, trois plans d'aménagements ont été proposés pour les différents tronçons.

L'étude technico-économique des trois variantes a favorisé la première variante qui se caractérise par un aménagement mixte composé d'un canal en béton armé pour unquelques tronçons et le gabionnage des autres tronçons, en plus du curage dans les tronçons déjà aménagées.

Afin d'assurer la durabilité et le bon fonctionnement des aménagements proposés, les travaux d'entretien et de maintenance seront pris en considération.

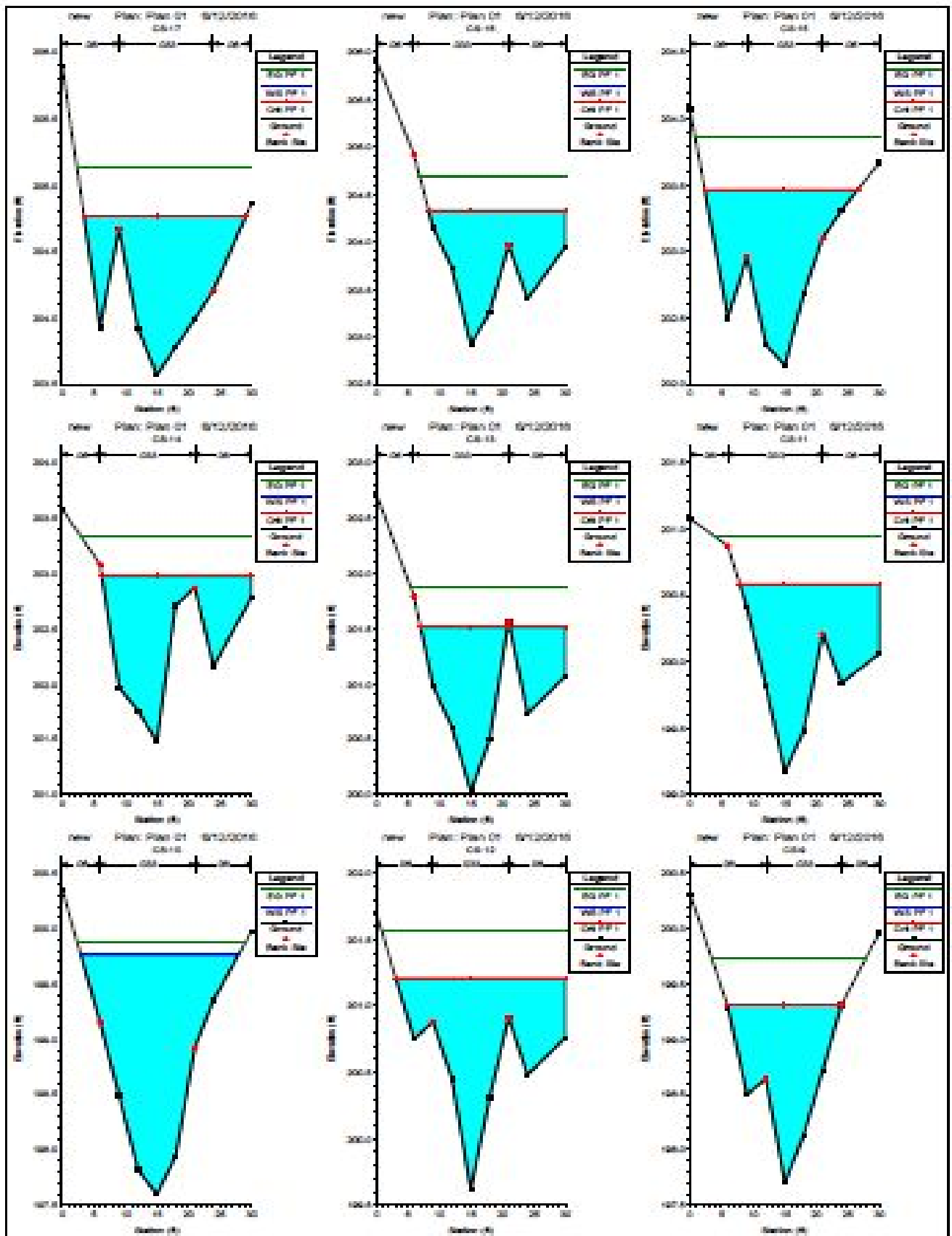
REFERENCES
BIBLIOGRAPHIES :

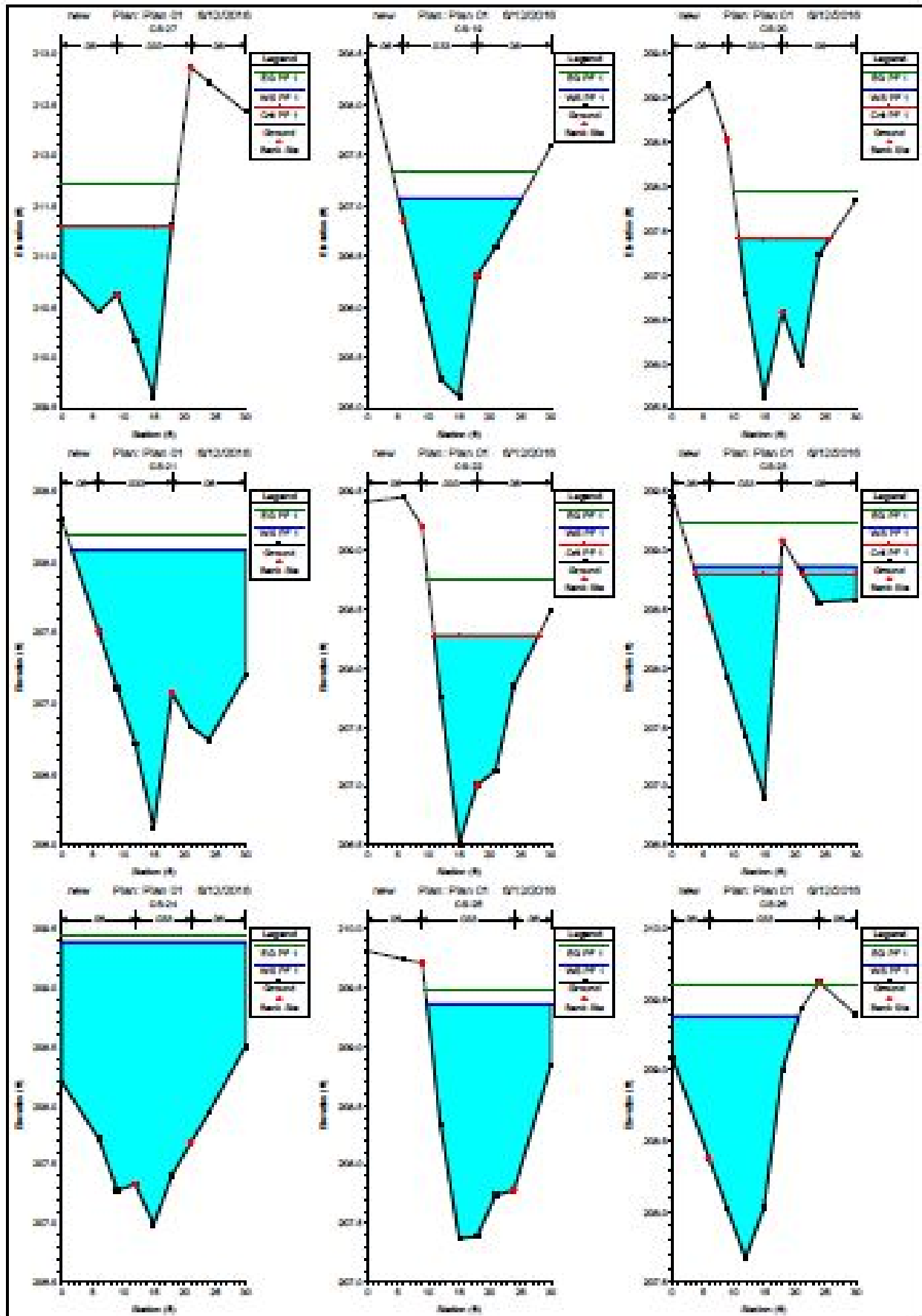
Références bibliographiques

- [1] Prime.net, 2009. (Conception réalisation : Alp'Géorisques et Graphies). [Consulté le 20 février 2016]. Disponible à l'adresse <http://www.risquesmajeurs.fr/le-risque-inondation>
- [2] Actes des Journées Techniques/ Risques Naturels : Inondation, Prévision, Protection /Batna 15/16/décembre 2004 par Mr : « **LAHLAH. Salah** » Ingénieur Hydrologue, chef de section. ANRH. ALGER
- [3] mémoire pour l'obtention d'un diplôme de magistère option : hydrogéologie (ressources en eaux et environnement) fonctionnement et gestion hydrogéologique et hydrologique des ressource en eaux (N.MIHOUBI).
- [4] carte géologique de l'Algérie par M M. POME L ET POUYANNE, DIRECTEURS
- [5] <https://bensoulamoh.wordpress.com/home/cours-et-structures/chapitre-2/> [Consulté le 15 mars 2016]
- [6] rapport de sortie (DRE Blida).
- [7] TOUAIBIA, B 2004. Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères. Blida. Algérie
- [8] **Projets numériques** Travaux des élèves-ingénieurs de la deuxième année de l'ENSEEIH, 2011 [Consulté le 28 juin 2016]. Disponible à l'adresse <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/projnum/content/2011-g3>
- [9] **G. VERNIERS**, aménagement écologique des berges et des cours d'eaux, 1995
- [10] Mr Ali BERREKSI, écoulement brusquement varié- le ressaut hydraulique, 1992

ANNEXES :

Annexe I : exemple de sections transversales





Annexe II : Résultats de simulation de l'Oued SIDI EL-KBIR à son état naturel

	Q	cote du radier	A.L d'eau	P critique	P.L d'energie	pent l d'energie	la vitesse	surface mouller	largeur ou miroire	Froud
unités	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
3990.27	69.4	317	319.42	319.42	320.13	0.01065	3.74	18.59	13.36	1.01
3960	69.4	315.69	318.59	318.59	319.32	0.010896	3.8	18.31	12.62	1.01
3930	69.4	314.25	316.81	316.81	317.48	0.01068	3.63	19.15	14.57	1.01
3900	69.4	312.97	314.95	314.95	315.6	0.010183	3.56	19.71	16.78	1
3870	69.4	312.46	314.32	314.32	314.91	0.009417	3.46	21.87	20.37	0.97
3840	69.4	311.04	313.84		314.21	0.00331	2.91	31.82	20.76	0.62
3810	69.4	310.51	313.31	313.26	314	0.008446	3.76	20.71	15.59	0.91
3780	69.4	310.07	313	313	313.82	0.009854	4.08	18.58	13.32	0.96
3750	69.4	309.9	312.38	312.38	313.14	0.010606	3.87	17.98	11.82	1
3720	69.4	309.25	311.86		312.28	0.004836	2.91	26.66	19.14	0.7
3690	69.4	308.58	311.69		312.13	0.005226	3.08	27.28	19.66	0.71
3660	69.4	307.98	311.32	311.32	311.9	0.009248	3.7	25.68	25.17	0.91
3630	69.4	307.75	310.24		310.45	0.003325	2.29	37.44	23.4	0.59
3600	69.4	307.63	309.63	309.63	310.2	0.008338	3.51	24.69	24.45	0.92
3570	69.4	307.29	308.83	308.83	309.36	0.009546	3.28	23.4	22.97	0.96
3540	69.4	306.54	307.87	307.87	308.38	0.012517	3.36	23.77	23.33	1.08
3510	69.4	305.7	307.37	307.37	307.96	0.010273	3.62	22.55	18.66	1.01
3480	69.4	302.81	305.45	305.45	306.14	0.009416	3.7	20	16.85	0.95
3450	69.4	301.4	304.38		304.58	0.001804	1.97	35.31	17.89	0.44
3420	69.4	300.38	303.64	303.64	304.43	0.011334	3.93	17.7	11.38	1
3390	69.4	298.85	303.37	303.37	304.15	0.01222	3.96	18.59	13.44	0.93
3360	69.4	297.03	299.76	299.76	300.55	0.010766	3.94	17.65	11.18	1
3330	69.4	295.07	298.34	298.34	299.28	0.01199	4.3	16.16	8.63	1
3300	69.4	290.66	293	293	293.67	0.009283	3.73	21.22	16.96	0.94
3270	69.4	290.01	292.32	292.32	293.06	0.009341	3.83	19.69	16.06	0.94
3240	69.4	287.58	290.3	290.3	291.16	0.011014	4.11	16.92	9.85	1
3210	69.4	286.1	289.01	289.01	289.62	0.009043	3.64	23.33	19.68	0.92
3180	69.4	285.23	287.57		287.97	0.00543	2.85	26.69	21.79	0.75
3150	69.4	284.42	287.06	287.06	287.67	0.01149	3.84	23.23	18.64	1.02
3120	69.4	284.2	286.48	286.48	287.1	0.008901	3.57	21.67	18.6	0.94
3090	69.4	281.01	283.34	283.34	284	0.010475	3.61	19.33	15.31	1
3060	69.4	277.87	279.93	279.93	280.47	0.009368	3.31	22.74	22.39	0.95
3030	69.4	276	279.46	279.46	280.09	0.009921	3.6	21.46	19.03	0.94
3000	69.4	276.18	278.24	278.24	278.92	0.009419	3.75	21.09	16.94	0.97
2970	69.4	273.3	276.41		276.84	0.005306	2.9	24.04	15.49	0.72
2940	69.4	272.32	275.7	275.7	276.55	0.011752	4.08	17.02	10.22	1.01
2910	69.4	272.28	274.85	274.85	275.54	0.010826	3.68	18.89	14.04	1.01
2880	69.4	271.71	274.55	274.55	275.17	0.008831	3.67	23.19	19.23	0.91
2850	69.4	270.69	272.7	272.7	273.3	0.009538	3.57	22.41	18.81	0.97
2820	69.4	269.01	271.39	271.39	272.02	0.009916	3.88	24.13	20.06	0.97

Suite annexe II

	Q	cote du radier	A.L d'eau	P critique	P.L d'energie	pent l d'energie	la vitesse	surface mouller	largeur ou miroire	Froud
2790	69.4	265.38	268.05	268.05	268.81	0.010899	3.85	18.06	12.31	1
2760	69.4	264.54	267.21	267.21	267.98	0.010822	3.88	17.9	11.88	1.01
2730	69.4	264.12	266.84	266.84	267.64	0.010756	3.95	17.57	11.07	1
2700	69.4	262.29	265.27	265.27	266	0.010586	3.79	18.62	15.07	0.98
2670	69.4	260.81	262.94	262.94	263.81	0.001778	4.13	16.82	9.76	1.01
2640	69.4	259.8	261.93	261.93	262.8	0.001778	4.13	16.82	9.76	1.01
2610	69.4	258.33	260.46	260.46	261.33	0.001778	4.13	16.82	9.76	1.01
2580	69.4	256.45	258.58	258.58	259.45	0.001778	4.13	16.81	9.76	1.01
2550	69.4	255.42	257.55	257.55	258.42	0.001778	4.13	16.81	9.76	1.01
2520	69.4	254.53	256.66	256.66	257.53	0.001778	4.13	16.82	9.76	1.01
2490	69.4	253.4	255.53	255.53	256.4	0.001778	4.13	16.81	9.76	1.01
2460	69.4	252.1	254.23	254.23	255.1	0.001778	4.13	16.82	9.76	1.01
2430	69.4	250.42	252.55	252.55	253.42	0.001778	4.13	16.82	9.76	1.01
2400	69.4	248.87	251	251	251.87	0.001778	4.13	16.82	9.76	1.01
2370	69.4	246.29	248.42	248.42	249.29	0.001778	4.13	16.81	9.76	1.01
2340	69.4	244.96	247.44	247.44	248.06	0.008988	3.82	24.49	21.97	0.96
2310	69.4	244.63	246.74	246.74	247.4	0.010367	3.95	23.03	20.3	1.02
2280	69.4	244.06	245.47	245.47	246	0.009609	3.25	23.04	24.35	0.97
2250	69.4	240.63	242.4	242.4	242.93	0.009551	3.73	27.45	27.11	0.99
2220	69.4	239.79	242.19	242.19	242.8	0.010827	3.46	20.07	16.77	1.01
2190	69.4	239.02	241.24	241.24	241.89	0.010262	3.59	19.58	16.11	1
2160	69.4	238.12	240.23	240.23	240.82	0.009171	3.48	22.41	19.78	0.95
2130	69.4	237.35	239.41	239.23	239.85	0.006367	2.97	24.97	21.76	0.8
2100	69.4	237.14	239.14	239.14	239.72	0.009602	3.5	22.67	19.77	0.97
2070	69.4	236.43	238.81		238.95	0.001339	1.74	47.24	28.54	0.39
2040	69.4	236.02	238.79		238.89	0.000824	1.5	56.09	30	0.32
2010	69.4	235.85	238.18	238.18	238.77	0.009549	3.49	22.53	19.94	0.96
1980	69.4	235.15	237.03	237.03	237.59	0.010245	3.33	21.02	21.45	0.99
1950	69.4	233.86	236.12		236.35	0.002609	2.16	37.23	29.52	0.53
1920	69.4	232.99	235.46	235.46	236.11	0.008829	3.63	21.37	20.34	0.93
1890	69.4	232.45	234.74	1	235.46	0.010618	3.76	18.5	13.08	1.01
1860	69.4	231.56	233.89	233.89	234.54	0.00966	3.6	20.33	17.41	0.97
1830	69.4	230.91	233.37	233.37	234.04	0.010396	3.65	19.34	15.72	1
1800	69.4	230.04	233.12		233.51	0.004148	2.78	25.02	13.1	0.64
1770	69.4	229.77	232.7	232.62	233.34	0.009143	3.53	19.7	13.44	0.93
1740	69.4	228.99	232.15	231.84	232.63	0.005237	3.17	25.64	19.08	0.71
1710	69.4	228.72	231.49	231.49	232.16	0.00889	3.74	21.37	17.84	0.93
1680	69.4	228.01	230.41		230.57	0.001597	1.85	42.52	25.59	0.43
1650	69.4	227.82	230.3		230.56	0.00361	2.47	34.79	22.71	0.62
1620	69.4	227.33	230.22		230.36	0.001127	1.69	43.58	25.78	0.36
1590	69.4	227.18	230.2		230.3	0.000806	1.48	53.85	23.89	0.31

Suite annexe II

	Q	cote du radier	A.L d'eau	P critique	P.L d'energie	pent l d'energie	la vitesse	surface mouller	largeur ou miroire	Froud
1560	69.4	227.04	230.17		230.26	0.000709	1.44	57.76	29.74	0.3
1530	69.4	227.04	230.15		230.23	0.000467	1.27	63.82	26.82	0.24
1500	69.4	226.89	230.06		230.2	0.001104	1.67	45.98	24.83	0.36
1470	69.4	226.75	230.02		230.16	0.001207	1.71	45.19	25.84	0.37
1440	69.4	226.58	229.63	229.34	230.06	0.005824	2.93	25.87	27.4	0.75
1410	69.4	226.02	229.11	229.11	229.65	0.007082	3.52	27.54	29.06	0.82
1380	69.4	225.51	228.46	228.46	229.07	0.007927	3.72	24.79	20.58	0.87
1350	69.4	225.29	228.26		228.45	0.001837	1.96	39.99	29.35	0.45
1320	69.4	224.22	227.59	227.59	228.21	0.00831	3.75	24.51	20.12	0.86
1290	69.4	223.21	225.54	225.54	226.15	0.00925	3.74	23.4	18.91	0.95
1260	69.4	222.23	224.51	224.51	225.16	0.009975	3.9	23.26	19.28	1
1230	69.4	220.81	222.84	222.84	223.46	0.009439	3.6	22.24	18.39	0.96
1200	69.4	219.01	221.61		221.88	0.003245	2.5	34.4	21.28	0.59
1170	69.4	218.02	220.93	220.93	221.56	0.008731	3.68	22.97	19.09	0.91
1140	69.4	217.59	219.95	219.95	220.64	0.010625	3.68	18.86	13.65	1
1110	69.4	217.09	219.34	219.34	220.03	0.010516	3.68	18.91	13.86	1
1080	69.4	214.82	217.53	217.53	218.11	0.009184	3.72	25.18	21.19	0.94
1050	69.4	214	216.61	216.61	217.14	0.010224	3.54	25.43	25.09	0.99
1020	69.4	213.63	215.58	215.58	216.1	0.009132	3.69	28.39	29.11	0.97
990	69.4	213.15	215.24	215.24	215.73	0.007393	3.33	28.11	30	0.87
960	69.4	212.96	215.08		215.31	0.004794	2.57	37.19	28.69	0.69
930	69.4	212.01	214.06	214.06	214.56	0.010487	3.51	27.52	28.41	1
900	69.4	211.69	213.1	213.1	213.57	0.01073	3.33	26.95	30	1.02
870	69.4	210.96	212.71		213.05	0.005129	2.67	29.43	27.14	0.73
840	69.4	210.21	212.21	212.21	212.88	0.00968	3.64	19.65	16	0.98
810	69.4	209.61	211.73	211.73	212.32	0.011382	3.83	23.47	18.79	1.04
780	69.4	207.67	209.85		210.15	0.004887	2.54	32.7	30	0.7
750	69.4	207.37	209.83		210.04	0.002158	2.13	38.48	30	0.49
720	69.4	206.99	209.89		209.98	0.000852	1.66	66.18	30	0.33
690	69.4	206.91	209.26	209.26	209.78	0.007986	3.4	26.76	28.81	0.88
660	69.4	206.51	208.79	208.79	209.36	0.010482	3.89	24.93	20.15	1.02
630	69.4	206.12	208.6		208.77	0.00233	2.13	45.81	30	0.51
600	69.4	205.63	208.03	208.03	208.6	0.010156	3.86	25.07	20.14	0.99
570	69.4	205.11	207.43	207.28	207.91	0.005875	3.19	26.7	24.72	0.79
540	69.4	204.49	206.92	206.92	207.57	0.008909	3.63	21.15	17.89	0.93
510	69.4	203.57	205.13	205.13	205.63	0.009596	3.32	26.23	27.67	0.97
480	69.4	202.92	204.7	204.7	205.22	0.012679	3.51	24.29	23.14	1.09
450	69.4	202.14	203.88	203.88	204.38	0.008873	3.44	27.56	29.27	0.95
420	69.4	201.48	203.33	203.33	203.83	0.010736	3.38	25.2	26.98	1.01
390	69.4	200.03	201.86	201.86	202.38	0.01184	3.46	24.46	24.46	1.05
360	69.4	199.62	201.56	201.56	202.06	0.010354	3.51	27.46	29.12	1

Suite annexe II

	Q	cote du radier	A.L d'eau	P critique	P.L d'energie	pent l d'energie	la vitesse	surface mouller	largeur ou miroire	Froud
330	69.4	199.17	200.94	200.94	201.45	0.012566	3.47	24.47	25.87	1.08
300	69.4	197.6	200.26		200.46	0.001759	2.05	41.4	29.57	0.45
270	69.4	197.7	199.76	199.76	200.34	0.00936	3.59	24.44	24.99	0.97
240	69.4	197.43	199.46	199.46	200.07	0.009354	3.51	21.27	19.1	0.96
210	69.4	197.33	199.38	199.38	199.9	0.007644	3.23	24.55	30	0.88
180	69.4	196.55	198.6	198.6	199.11	0.010921	3.39	24.98	26.79	1.01
150	69.4	195.43	197.84	197.84	198.37	0.010923	3.47	24.47	22.75	1.01
120	69.4	194.95	197.03	197.03	197.53	0.010057	3.4	26.39	26.66	0.97
90	69.4	193.75	195.49	195.49	195.96	0.008647	3.38	28.74	30	0.93
60	69.4	192.56	195.07		195.43	0.004837	2.66	26.41	23.58	0.7
30	69.4	192.04	194.69	194.69	195.34	0.010722	3.58	19.39	14.97	1

Annexe III : Valeurs de la fonction $\phi(\zeta_{cr})$ pour calcul du raccordement dans l'aval des ouvrages de raccordement

$\Phi(\zeta_0)$	ζ'	ζ''				
		$\sigma = 0,80$	$\sigma = 0,85$	$\sigma = 0,90$	$\sigma = 0,95$	$\sigma = 1$
0,0044	0,0010	0,0501	0,0532	0,0364	0,0096	0,0027
0,0080	0,0020	0,0705	0,0740	0,0794	0,0839	0,0844
0,0133	0,0030	0,0861	0,9160	0,0971	0,1026	0,1081
0,0177	0,0040	0,0990	0,1053	0,1116	0,1179	0,1242
0,0221	0,0050	0,1140	0,1174	0,1245	0,1315	0,1386
0,0265	0,0060	0,1206	0,1253	0,1360	0,1438	0,1535
0,0309	0,0070	0,1299	0,0139	0,1466	0,1510	0,1633
0,0353	0,0080	0,1386	0,1475	0,1565	0,1653	0,1742
0,0397	0,0090	0,1467	0,1541	0,1636	0,1750	0,1844
0,0441	0,0100	0,1542	0,1642	0,1742	0,1841	0,1941
0,0550	0,0125	0,1716	0,1827	0,1938	0,2049	0,2169
0,0680	0,0150	0,1871	0,1993	0,2114	0,2236	0,2357
0,0768	0,0175	0,2012	0,2143	0,2272	0,2405	0,2536
0,0877	0,0200	0,2142	0,2232	0,2422	0,2562	0,2702
0,0985	0,0225	0,2263	0,2411	0,2559	0,2707	0,2856
0,0109	0,0250	0,2376	0,2532	0,2688	0,2844	0,3000
0,0120	0,0275	0,2483	0,2645	0,2809	0,2973	0,3136
0,1309	0,0300	0,2584	0,2745	0,2924	0,3095	0,3265
0,1523	0,0350	0,2771	0,2754	0,3135	0,3321	0,3505
0,1736	0,0400	0,2942	0,3137	0,3334	0,3529	0,3724
0,1948	0,0450	0,3100	0,3306	0,3513	0,3720	0,3927
0,2159	0,0500	0,3246	0,3484	0,3681	0,3899	0,4116
0,2369	0,0550	0,3383	0,3610	0,3838	0,4065	0,4293
0,2755	0,0600	0,3511	0,3748	0,3985	0,4222	0,4459
0,2784	0,0650	0,3630	0,3879	0,4124	0,4370	0,4616
0,2991	0,0700	0,3747	0,4002	0,4256	0,4510	0,4765
0,3196	0,0750	0,3856	0,4118	0,4381	0,4801	0,4906
0,3390	0,0800	0,3959	0,4219	0,4500	0,5006	0,5041
0,3602	0,0850	0,4037	0,4335	0,4613	0,5116	0,5160
0,3804	0,0900	0,4151	0,4437	0,4721	0,5420	0,5291
0,4004	0,1000	0,4240	0,4532	0,4824	0,5603	0,5409
0,4597	0,1100	0,4486	0,4798	0,5109	0,5711	0,5732
0,4987	0,1200	0,4634	0,4937	0,5280	0,6002	0,5927
0,5732	0,1400	0,4896	0,5240	0,5585	0,6159	0,6275
0,6436	0,1600	0,5120	0,5484	0,5897	0,6211	0,6576
0,6861	0,1700	0,5220	0,5519	0,5955	0,6296	0,6710
0,7575	0,1900	0,5398	0,5786	0,6175	0,6564	0,6953
0,8208	0,2100	0,5551	0,5954	0,6340	0,6730	0,7154
0,8941	0,2300	0,5681	0,6006	0,6512	0,6928	0,7345
0,9262	0,2400	0,5738	0,6159	0,6581	0,7003	0,7440
0,9908	0,2600	0,5838	0,6270	0,6702	0,7135	0,7569

TABLE DES MATIÈRES :

Table des matières :

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les inondations

I-1 INTRODUCTION	3
I-2 LES INONDATIONS	3
I-2-1 DÉFINITION DES INONDATIONS	3
I-2-2 LA CRUE	3
I-2-3 BASSIN VERSANT	3
I-2-4 CARACTÉRISTIQUES DU COURS D'EAU	4
I-2-5 L'INFLUENCE DES FACTEURS NATURELS SUR LES INONDATIONS	4
I-2-6 TYPE D'INONDATIONS	5
I-2-6-1 <i>Les inondations des plaines</i>	5
I-2-6-2 <i>Les inondations par crues torrentielles</i>	5
I-2-6-3 <i>Les inondations par ruissellement en secteur urbain</i>	6
I-2-6-4 <i>Inondation par remontées de nappe</i>	6
I-2-6-5 <i>Les coulées de boue</i>	7
I-2-6-6 <i>Inondation par rupture d'une protection</i>	8
I-2-7 L'ALÉA D'INONDATION	8
I-2-8 LE RISQUE INONDATION.....	9
I-2-9 LES INONDATIONS EN ALGÉRIE	9
I-3 CAUSE DES INONDATIONS.....	12
I-4 EFFETS DES INONDATIONS.....	12
I-5 CONCLUSION.....	14
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude	
II-1 INTRODUCTION	16
II-2 PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE.....	16
II-3 TOPOGRAPHIE EST RELIEF	17
II-4 HYDROGÉOLOGIE DE LA RÉGION	18
II-5 GÉOLOGIE DE LA RÉGION	19
II-6 SISMICITÉ DE LA RÉGION	21
II-7 CARACTÉRISTIQUES CLIMATOLOGIQUE DE LA RÉGION	22
II-7-1 TEMPÉRATURE	22

Table des matières

II-7-2 HUMIDITÉ RELATIVE	23
II-7-3 VENT	23
II-7-4 PLUVIOMÉTRIE	23
II-8 ACTUALITÉ DE L'OUED	24
II-8-1 LES POINTS DE REJET	24
II-8-2 LES ANOMALIES RENCONTRÉES SUR L'OUED	25
II-8-3 REPRÉSENTATION DE LA SITUATION DE L'OUED PAR QUELQUES PHOTOS	25
II-9 CONCLUSION	28
Chapitre III : étude hydrologique	
III-1 INTRODUCTION	30
III-2 CARACTÉRISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT.....	30
III-2-1 PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUE	31
III-2-1-1 <i>Superficie du bassin versant</i>	31
III-2-1-2 <i>Périmètre du bassin versant</i>	31
III-2-1-3 <i>Indice de compacité de Gravelius</i>	31
III-2-1-4 <i>Le rectangle équivalent</i>	32
III-2-2 PARAMÈTRES DU RELIEF	32
III-2-2-1 <i>Courbe hypsométrique</i>	32
III-2-2-2 <i>Altitude moyenne du bassin versant</i>	33
III-2-2-3 <i>Pente moyenne du bassin versant</i>	34
III-2-2-4 <i>Indices de pente</i>	34
III-2-2-5 <i>Dénivelée spécifique</i>	35
III-2-3 LE RÉSEAU HYDROGRAPHIQUE	36
III-2-3-1 <i>La densité de drainage</i>	37
III-2-3-2 <i>La pente moyenne du cours d'eau principale</i>	37
III-2-3-3 <i>Temps de concentration du bassin versant</i>	37
III-2-3-4 <i>La vitesse de ruissellement</i>	39
III-3 ANALYSE DES DONNÉ PLUVIOMÉTRIQUE	40
III-3-1 IDENTIFICATION DE LA STATION PLUVIOMÉTRIQUE	40
III-3-2 ETUDE PLUIES MAXIMALES JOURNALIÈRES	40
III-3-2-1 <i>Vérification de l'homogénéisation de la série</i>	41
III-3-2-2 <i>Paramètre statistique de la série des pluies maximales journalières</i>	43
III-3-2-3 <i>Ajustement de la série pluviométrique a des lois probabilistes</i>	43
III-4 PLUIES DE COURTE DURÉE	47
III-5 ETUDES DES APPORTS	49
III-5-1 APPORTS LIQUIDES	49

Table des matières

III-5-1-1 Apport moyen interannuel (A0)	49
III-5-2 CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCOULEMENT	52
III-5-2-1 Module de l'écoulement	52
III-5-2-2 Module de l'écoulement relatif (spécifique)	52
III-5-2-3 Lamme d'eau écoulée	52
III-5-2-4 Coefficient de l'écoulement (Ce)	52
III-5-2-5 Coefficient de variation (Cv)	53
III-5-3 APPORTS SOLIDES	54
III-5-3-1 Formule Sogreah	54
III-5-3-2 Formule de Tixeront	54
III-6 ETUDE DES CRUES	55
III-6-1 CALCUL LE DÉBIT DE POINT PAR LES MÉTHODES EMPIRIQUES	56
III-6-1-1 Méthode de SOKOLOVSKI	56
III-6-1-2 Méthode de MALLET-GAUTHIER	56
III-6-1-3 Formule de TURAZZA	57
III-6-2 DÉTERMINATION DES HYDROGRAMMES PROBABLES PAR LA MÉTHODE DE SOKOLOVSKY	58
III-6-3 APPLICATION DE MODÈLE HEC-HMS DANS LA DÉTERMINATION DE LA CRUE	60
III-6-3-1 Présentation du modèle HEC-HMS	60
III-6-3-2 Présentation de sous modèle de calcul du processus d'infiltration« SCS curve-number	61
III-6-3-3 Présentation de sous modèle de calcul du processus d'écoulement direct« SCS unit hydrograph»	63
III-6-3-4 Démarche de la modélisation.....	64
III-7 CONCLUSION	65
Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau	
IV-1 INTRODUCTION	67
IV-2 RAPPEL DE L'ÉTAT DE L'OUED	67
IV-2-1 LES POINTS DE REJET	68
IV-2-1 LES ANOMALIES RENCONTRÉES SUR L'OUED	68
IV-3 LE CHOIX DU MODÈLE DE MODÉLISATION	69
IV-4 LE CODE DE CALCUL HEC-RAS	70
IV-4-1 LES ÉQUATIONS MISES EN JEU	70
IV-4-2 BANQUE DE DONNÉES NÉCESSAIRES À L'APPLICATION DU CODE DE CALCUL HEC-RAS.....	73
IV-4-3 DÉMARCHE DE LA MODÉLISATION	73
IV-4-3-1 Modélisation de la rivière	74
IV-4-3 -2 Modélisation de l'écoulement	77
IV-4-3 -3 EXÉCUTION DE LA SIMULATION	77

Table des matières

IV-4-3 -4 Consultation des résultats	77
IV-4-4 DÉLIMITATION DE LA ZONE INONDABLE	82
IV-5 CONCLUSION	83
Chapitre V : étude des variantes	
V-1 INTRODUCTION	85
V-2 PRÉSENTATION DES VARIANTES D'AMÉNAGEMENT	85
V-2-1 VARIANTE N°1	85
V-2-2 VARIANTE N°2.....	86
V-2-3 VARIANTE N°3	86
V-3 ETUDE DES VARIANTES	87
V-3-1 CHOIX DE LA FORMULE DE DIMENSIONNEMENT.....	87
V-3-2 MÉTHODOLOGIE DE CALCUL.....	87
V-3-3 VÉRIFICATION DE LA CAPACITÉ DU CANAL EXISTANT	88
V-3-4 DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	88
V-4 CALCUL HYDRAULIQUE DES PARAMÈTRES DE L'ÉCOULEMENT	91
V-4-1 VARIANTE 1	92
V-4-2 VARIANTE 2	94
V-4-2 VARIANTE 3	96
V-5 ESTIMATION DU COÛT DES VARIANTES	98
V-6 CHOIX DE LA VARIANTE D'AMÉNAGEMENT	99
V-6-1 CRITÈRES D'ÉVALUATION	99
V-7 CONCLUSION	100
Chapitre VI : calculs hydrauliques	
VI-1 INTRODUCTION	102
VI-2 GÉNÉRALITÉS	102
VI-2-1 L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE.....	102
<i>VI-2 -1-1 Les canaux à ciel ouvert</i>	<i>102</i>
<i>VI-2 -1-2 Les différents types de Canaux</i>	<i>102</i>
<i>VI-2 -1-3 Types d'écoulements</i>	<i>103</i>
VI-3 ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE	104
VI-3-1 LES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES	104
<i>VI-3-1-1 Le choix de la section de meilleure conductivité</i>	<i>105</i>
VI-3-2 PARAMÈTRES HYDRAULIQUES	107
<i>VI-3-2-1 Calcul de la profondeur normal hn</i>	<i>107</i>
<i>VI-3-2-2 Calcul de la profondeur critique hcr.....</i>	<i>108</i>
<i>VI-3-2-3 Calcul de la pente critique.....</i>	<i>110</i>

Table des matières

VI-3-2-4 Nombre de Froude	110
VI-3 CARACTÉRISTIQUES DU CANAL PROJETÉ.....	110
VI-4 VÉRIFICATION DES TRAVERSÉES DES PONTES :	114
VI-5 CALCUL DU RESSAUT	114
VI-5 -1 CALCUL DE RESSAUT APRÈS CHAQUE CHUTE	116
VI-6 BASSIN D'AMORTISSEMENT	118
VI-7 CONCLUSION	119
Chapitre VII : organisation de chantier	
VII-1 INTRODUCTION.....	121
VII-2 GÉNÉRALITÉ	121
VII-2-1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	121
VII-2-2 LES MOYENS DU CHANTIER.....	121
VII-2-2-1 Les moyens humains	121
VII-2-2-2 Les moyens matériels	122
VII-2-3 INSTALLATION DU CHANTIER	125
VII-3 SUCCESSION DES OPÉRATIONS DU CHANTIER.....	126
VII-3-1 TRAVAUX PRÉPARATOIRES	126
VII-3-2 EXÉCUTION DE L'OUVRAGE	126
VII-4 DÉTERMINATION DES DIFFÉRENTS VOLUMES	127
VII-4-1 VOLUMES DES DÉBLAIS DES TRANCHÉS	127
VII-4-2 VOLUMES DES REMBLAIS DES TRANCHÉS	127
VII-4-3 VOLUME DU LIT DU GRAVIER	127
VII-4-3-1 Pour les canaux	127
VII-4-3-2 Pour le bassin d'amortissement.....	127
VII-4-4 VOLUME DU BÉTON DE PROPRETÉ	127
VII-4-4-1 Pour les canaux	127
VII-4-4-2 Pour le bassin d'amortissement.....	128
VII-4-5 VOLUME DU BÉTON ARMÉ	128
VII-4-5-1 Pour les canaux	128
VII-4-4-2 Pour le bassin d'amortissement.....	128
VII-4-5 VOLUME DES ROCHES DU BASSIN D'AMORTISSEMENT	128
VII-5 PLANIFICATION	129
VII-5-1 COLLECTION DES INFORMATIONS	130
VII-5-2 DÉCOMPOSITION DU PROJET EN TACHES	130
VII-5-3 PRÉVOIR LA RELATION ENTRE LES OPÉRATIONS.....	130
VII-5-4 RÉTRIBUER DES DURÉES.....	130

Table des matières

VII-5-5 CONSTRUCTION DU RÉSEAU	130
<i>VII-5-5-1 Méthodes basées sur le réseau.....</i>	<i>130</i>
<i>VII-5-5-2 Différentes méthodes basse sur les réseaux.....</i>	<i>131</i>
<i>VII-5-5-3 Les paramètres de la méthode C.P.M.....</i>	<i>131</i>
<i>VII-5-5-4 Chemin critique (C.C).....</i>	<i>132</i>
VII-6 ELABORATION DU RÉSEAU SELON LA MÉTHODE C.P.M.....	132
VII-7 DIAGRAMME DE GANTT	133
VII-8 CONCLUSION	134
CONCLUSION GÉNÉRALE	