

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE « ARBAOUI Abdellah »
DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME :

ETUDE D'AMENAGEMENT D'OUED CHELIF (W. CHLEF).

PRESENTE PAR :
MERAD SOUHAIB

DEVANT LES MEMEBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B. BENLAOUKLI	M. C.A	Président
M^r S. TOUMI	M. C.B	Examineur
M^{me} A. ADDOU	M. A.A	Examinatrice
M^{me} N. SAIL	M. A.A	Examinatrice
M^{me} N. HADJ SADOK	M. A.A	Promotrice

Session 2017

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère et mon père

A mes frère Mohamed et Taha

A ma sœur Safa

A toute les membres de la famille

A tous mes amis

Souhaib

REMERCIEMENTS

- Je remercie Dieu le tout puissant pour m'avoir permis d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail.
- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promotrice M^{me} N. HADJ SADOK, pour m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce projet, pour l'encadrement de ce travail et sa disponibilité ainsi que ses conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.
- Mon respect s'adresse aux membres de jury « M^{er} B. BENLAOUKLI, M^r S. TOUMI, M^{me} A. ADDOU et M^{me} N. SAIL » Qui m'ont feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

ملخص:

الغرض من هذه الدراسة هو حماية بلدة الشلف ولاية الشلف ضد الفيضانات الناجمة عن فيضان نهر الشلف الواقع شمال المدينة.

بدأت الدراسة بتحديد الخصائص المناخية التابعة للوحوض، التي تعتبر ضرورية للدراسة الهيدرولوجية، التي تهدف إلى تنبؤ هطول أمطار المشروع. ثم شرع في التحول 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 وتحديد مختلف العوامل الهيدروليكية والهندسية للتدفق. ووفقا 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 وتكاليف تنفيذ هذا المشروع.

Résumé :

L'objectif de cette étude est de protéger la ville de CHLEF wilaya de CHLEF contre les inondations causées par le débordement de l'oued CHELIF situé au nord de la ville.

L'étude a été début par la détermination des caractéristiques climatiques ainsi celles du bassin versant, qui sont des éléments indispensables pour une étude hydrologique, dont le but est la prévision de la pluie de projet. Ensuite, nous avons procédé à la transformation de la pluie nette en écoulement, afin de déterminer le flux 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 variante et la plus adéquate. Finalement, la variante retenue est traitée en détail avec la détermination du coût et la durée de réalisation du projet.

Abstract:

The purpose of this study is to protect the town of CHLEF against floods caused by river flooding CHELIF located in the north of the city. The study starts with the determination of climatic characteristics and those of the basin, which are essential for a hydrological study, which aims to predict the rainfall of the project. Then we proceed to the transformation of net rain to flow to determine the central flood flow. In fact, the diagnosis of the terrain, and simulating hydraulic operation to the natural state of watersheds, helped us to identify anomalies and assess vulnerability and determination of various hydraulic and geometric parameters of flow. According to this diagnosis 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.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I: Présentation de la zone d'étude	2
I.1 Présentation de la zone d'étude	2
I.2 Caractéristiques morphologiques.....	3
I.2.1 Caractéristiques géométriques	3
I.2.2 Relief.....	6
I.2.3 Les indices de pentes.....	8
I.3 Temps de concentration	9
I.3.1 Formule de TURRAZA	9
I.3.2 Formule de GIANDOTTI	9
I.3.3 Formule de VENTURA	10
I.4 Vitesse de ruissellement.....	11
Conclusion.....	11
Chapitre II: Historique sur les crues et les inondations en Algérie	12
II.1 Les inondations en général :	12
II.1.1 Principaux paramètres spécifiant l'aléa :	12
II.1.2 Les différents types d'inondations :	13
II.2 Causes de formation des crues et des inondations.....	15
II.2.1 Influence du climat :	15
II.2.2 Les crues provoquées par les chevelus hydrographiques :	16
II.2.3 Le processus de formation des crues :	16
II.2.4 La période de retour de crues :	17
II.2.5 Paramètres influençant les inondations :	17
II.3 CAUSES D'INONDATION EN ALGERIE	19
II.3.1 Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations.....	19
II.3.2 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation)	19
II.3.3 Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières	20
II.4 Inventaire des inondations catastrophiques en algerie.....	23
II.5 Deux exemples des risques climatiques dans le milieu urbain	26
II.5.1 Les inondations de Beb-El-Oued.....	26
II.5.2 Les inondations de Ghardaïa.....	27

Conclusion.....	28
Chapitre III: Etude Hydrologique.....	29
III.1 Présentation de la station pluviométrique.....	29
III.1.1 Caractéristiques de la station pluviométrique.....	29
III.1.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin.....	30
III.1.3 Pluies maximales journalières	30
III.1.4 Vérification de l'homogénéisation de la série	32
III.2 Ajustement des pluies maximales journalières.....	34
III.2.1 Ajustement de la loi de Gumbel	34
III.2.2 Ajustement de la loi de Galton	36
III.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	38
III.4 Etude des apports.....	42
III.4.1 Apport liquide.....	42
III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	43
III.4.3 Apport solide en suspension.....	44
III.5 Détermination des débits maximums	47
III.5.1 FORMULE DE TURAZZA	47
III.5.2 FORMULE DE GIANDOTTI.....	48
III.5.3 FORMULE DE SOKOLOVSKY.....	48
Conclusion :.....	49
Chapitre IV: Etude des variantes	50
IV.1 Description des variantes proposées pour l'étude	50
IV.1.1 Première variante (section Trapézoïdale).....	50
IV.1.2 Deuxième variante (Section Rectangulaire) :.....	52
IV.2 Etude des variantes.....	53
IV.2.1 Etude de la première variante.....	53
IV.2.2 Etude de la deuxième variante	61
IV.3 Choix de la variante du projet	66
Conclusion.....	66
Chapitre V: Calcul Hydraulique	67
V.1 Généralités.....	68
V.1.1 Ecoulement à surface libre	68
V.1.2 Canaux à ciel ouvert	68
V.1.3 Différents types de Canaux.....	68

V.1.4 Types d'écoulements	69
V.1.5 Conditions de l'écoulement uniforme	71
V.2 Les paramètres géométriques	71
V.2.1 La pente d'un canal	72
V.2.2 Profondeur ou tirant d'eau.....	72
V.2.3 Section mouillée	72
V.2.4 Périmètre mouillé	73
V.2.5 Rayon hydraulique.....	73
V.2.6 La largeur au miroir.....	73
V.3 Paramètres hydrauliques.....	74
V.3.1 Méthode pour les canaux non prismatique	74
V.3.2 Profondeur critique.....	75
V.3.3 Calcul de la vitesse d'écoulement	75
V.3.4 Nombre du Fraude.....	76
V.3.5 Différentes formes de courbe de remous.....	76
V.4 Calcul des paramètres géométrique et hydraulique	77
V.5 Aménagement écologique du tronçon amont de l'oued Chelif	78
V.5.1 Restauration de la rivière.....	78
V.5.2 Talutage des berges	79
V.5.3 Plantation sur les rives.....	79
V.5.4 Drainage :	80
V.6 Les ouvrages d'entrés	80
Conclusion.....	81
Chapitre VI: Organisation de chantier	82
VI.1 Généralités	82
VI.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	82
VI.1.2 Les moyens de chantier.....	83
VI.1.3 Installation du chantier.....	86
VI.2 Succession des opérations du chantier	86
VI.2.1 Travaux préparatoires.....	86
VI.2.2 Exécution de l'ouvrage.....	86
VI.3 Détermination des différents volumes.....	87
VI.3.1 Volume des déblais des tranchés.....	87
VI.3.2 Volumes des remblais des tranchés.....	87

VI.3.3 Volume du lit de béton propreté.....	87
VI.3.4 Volume du béton armé.....	87
VI.3.5 Volume du gravier 15÷30 mm.....	87
VI.3.6 Volume du gravier 5÷15 mm.....	88
VI.3.7 Volume de gabionnage :.....	88
VI.3.8 Volume du matelas Reno.....	88
VI.3.9 Surface du géotextile.....	88
VI.4 Planification.....	90
VI.4.1 Collection des informations.....	90
VI.4.2 Décomposition de projet en taches.....	90
VI.4.3 Prévoir la relation entre les opérations.....	90
VI.4.4 Attribution des durées.....	90
VI.4.5 Construction de réseau.....	90
VI.5 Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M.....	92
Conclusion.....	95
Conclusion générale.....	96

Liste des tableaux

Tableau I.01 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant de l.....	5
Tableau I.02 : Coordonnées de la courbe hypsométrique :	6
Tableau I.03 Altitudes caractéristiques.....	8
Tableau I.04 : Les indices de pentes.....	9
Tableau I.05 : Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration	10
Tableau II.01 : Habitations construites en zones inondables	20
Tableau III.01 : Caractéristiques de la station pluviométrique de El Asnam	29
Tableau III.02 : Répartition mensuelle des précipitations	30
Tableau III.03 : la série pluviométrique (29 ans).	31
Tableau III.04 Caractéristiques de la série pluviométrique (29 ans).	31
Tableau III.05 : Calcul des paramètres du test de la médiane.....	32
Tableau III.06 : résultats de test de la médiane.....	33
Tableau III.07 : Calcul des quantiles a la loi de Gumbel.....	35
Tableau III.08 : Pjmax fréquentielle	35
Tableau III.09 : Calcul des quantiles a la loi de Galton.....	37
Tableau III.10 : Pjmax fréquentielle	37
Tableau III.11 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence	39
Tableau III.12 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences	39
Tableau III.13 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel.....	43
Tableau III.14 Différentes valeurs de « α »	46
Tableau III.15 Récapitulatif du volume annuel moyen	47
Tableau III.17 Tableau récapitulatif des résultats.....	49
Tableau IV.01 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 01)	54
Tableau IV.02 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 02)	54
Tableau IV.03 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 03)	54
Tableau IV.04 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 04).....	55
Tableau IV.05 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 05)	55
Tableau IV.06 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 06)	55
Tableau IV.07 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 01).....	56
Tableau IV.08 : L'estimation financière (sous variante 01)	56
Tableau IV.09 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 02).....	57
Tableau IV.10 : L'estimation financière (sous variante 02)	57
Tableau IV.11 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 03).....	57
Tableau IV.12 : L'estimation financière (sous variante 03)	58
Tableau IV.13 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 04).....	58
Tableau IV.14 : L'estimation financière (sous variante 04)	58
Tableau IV.15 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 05).....	58
Tableau IV.16 : L'estimation financière (sous variante 05)	59
Tableau IV.17 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 06).....	59
Tableau IV.18 : L'estimation financière (sous variante 06)	59
Tableau IV.19 : Récapitulatif des variantes de la section trapézoïdale :	60

Tableau IV.20 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 01)	61
Tableau IV.21 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 02)	61
Tableau IV.22 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 03)	62
Tableau IV.23 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 04)	62
Tableau IV.24 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 01)	63
Tableau IV.25 : L'estimation financière (sous variante 01)	63
Tableau IV.26 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 02)	63
Tableau IV.27 : L'estimation financière (sous variante 02)	63
Tableau IV.28 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 03)	64
Tableau IV.29 : L'estimation financière (sous variante 03)	64
Tableau IV.30 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 04)	64
Tableau IV.31 : L'estimation financière (sous variante 04)	65
Tableau IV.32 : Récapitulatif des variantes de la section Rectangulaire :	65
Tableau V.01 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement	78
Tableau VI.01 : Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	82
Tableau VI.02 : Volume des travaux de l'oued Chelif	89
Tableau VI.03 : Le devis des différents travaux de l'oued Chelif	89
Tableau VI.04 : Temps de réalisation de chaque tâche	93

Liste des figures

Figure I.01 Situation administrative de la commune de CHLEF à l'échelle 1/1.000	2
Figure I.02 Le Bassin Versant d'oued Chelif à l'échelle 1/50.000	4
Figure I.03 Répartition et Courbe hypsométrique du bassin versant de CHLEF	7
Figure II.2 : Distribution des perturbations par année en Algérie.	20
Figure II.3 Inondation du 10/11/2001 à Bab El-Oued (Alger)	27
Figure II.4 Inondation en Ghardaia (10/2008)	28
Figure III.01 Répartition mensuelle des Pluies.....	30
Figure III.02 : Ajustement de $P_{max,j}$ à la loi de Gumbel	36
Figure III.04 : Ajustement de $P_{max,j}$ à la loi Galton	38
Figure III.05 : Courbes des pluies-durées-fréquences.....	41
Figure III.06 Courbes intensités-durées fréquences	41
Figure IV.01 : coupe type de section Trapézoïdale	51
Figure IV.02 : coupe type de section rectangulaire	52
Figure IV.03 : répartition des section variante trapézoïdale	53
Figure IV.04 : répartition des surfaces des revêtements variante trapézoïdale.....	56
Figure IV.05 : répartition des section variante rectangulaire	61
Figure IV.06 : répartition des surfaces des revêtements variante rectangulaire	62
Figure V.01 : Classification des écoulements [Source : (BENNIS ; 2009)]	67
Figure V.02 : Canal naturel.....	69
Figure V.03 : Tirant d'eau [Source : Saad BENNIS].....	72
Figure V.04 : Section mouillée (a) et périmètre mouillée (b). Source : Saad BENNIS.....	73
Figure V.05 : Différentes formes de courbes de remous	77
Figure V.06 : Formation d'embâcles par l'accumulation des débris.....	79
Figure V.07 : coupe type de l'ouvrage d'entrée de l'oued Chelif avec ses dimensions.....	81
Figure VI.01 : Pelle à chenilles avec godet à position rétro.	83
Figure VI.02 : Dozer.....	84
Figure VI.03 : chargeur pneumatique	84
Figure VI.05 : bétonneuse.....	85
Figure VI.06 : réseau à nœud du projet d'aménagement	94
Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 01 (Section trapézoïdale).....	99

Liste des planches

Planche N° :01 Vue en plan de l'aménagement

Planche N° :02 Profil en long (1/2)

Planche N° :03 Profil en long (2/2)

Planche N° :04 Coupes types

Planche N° :05 Profils en travers

Introduction générale

Tremblements de terre, tsunamis, éruption volcanique, 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 aléas naturels qui s'accroissent et qui devient récurrent dans le monde, c'est bien les débordements d'eau qui submergent les terrains environnants, qu'on nomme les inondations.

L'envergure des inondations dans le monde est recensée à environ un millier de grandes catastrophes naturelles en majeure partie provoquées par les crues ; leurs effets sont essentiellement : les pertes humaines, et matérielles se caractérisant par les mouvements de terrain – écroulements, éboulements, glissements..., les destructions d'ouvrages – barrages, ponts...

Les inondations figurant parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices en Algérie. Touchant plusieurs régions, atteignant parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale telles que : Les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'algérois et du Sébaou, les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est Algérien ou celles du 9 et 10 novembre 2001 sur la cote Algéroise (Bab El Oued-plus d'un millier de morts et dégâts matériels important). Notre projet est dans ce sens, vu que la ville de CHLEF est traversée par l'oued de Chelif, qui est à l'origine de débordement récurrent, causant des complications pour les riverains. Pour y remédier à cette situation l'objet de notre travail, est de concevoir un système de protection.

Afin de bien mener cette étude nous avons opté pour un plan de travail scindé en 6 chapitres :

- Présentation de la zone d'étude.
- Historique sur les crues et les inondations en Algérie
- Etude hydrologique.
- Etude des variantes.
- Calcul hydraulique.
- Organisation de chantier.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Le chapitre est consacré à une description générale du bassin versant de la ville de CHLEF afin de donner les caractéristiques géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eau et d'avoir une vision générale sur les différents facteurs capables d'avoir une influence sur l'aménagement.

I.1 Présentation de la zone d'étude

La ville de CHLEF est située à 50 Km de la mer Méditerranéenne. Elle se compte parmi les grandes Daira de la wilaya vis-à-vis du nombre d'habitant et de l'importance économique. Elle est limitée :

- Au Nord par la commune Ouled Fares,
- A l'Est par la commune de Labiodh Ledjadja et la commune d'Oum Drou;
- Au Sud par la commune de Sendjas;
- A l'Ouest par la commune de Chettia et la commune d'Oued Sly.



Figure I.01 Situation administrative de la commune de CHLEF à l'échelle 1/1.000

I.2 Caractéristiques morphologiques

Le bassin versant de l'Oued CHELIF, artère hydrographique primaire de la zone d'étude, abrite intégralement la zone du site étudié dans son exutoire à l'entrée au niveau du centre urbain comme à la sortie. Ayant une superficie de 194.4 km²,

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique.

I.2.1 Caractéristiques géométriques

I.2.1.1 Indice de compacité de Horton (K_H)

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_H = \frac{S}{L^2} \dots\dots\dots (I.01)$$

K_H : Indice de compacité de Horton ;

S : Aire totale du bassin de drainage (km²) ;

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

I.2.1.1 Indice de compacité de Gravelius (K_C)

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

$$K_C = \frac{0.28P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.02)$$

P : Périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

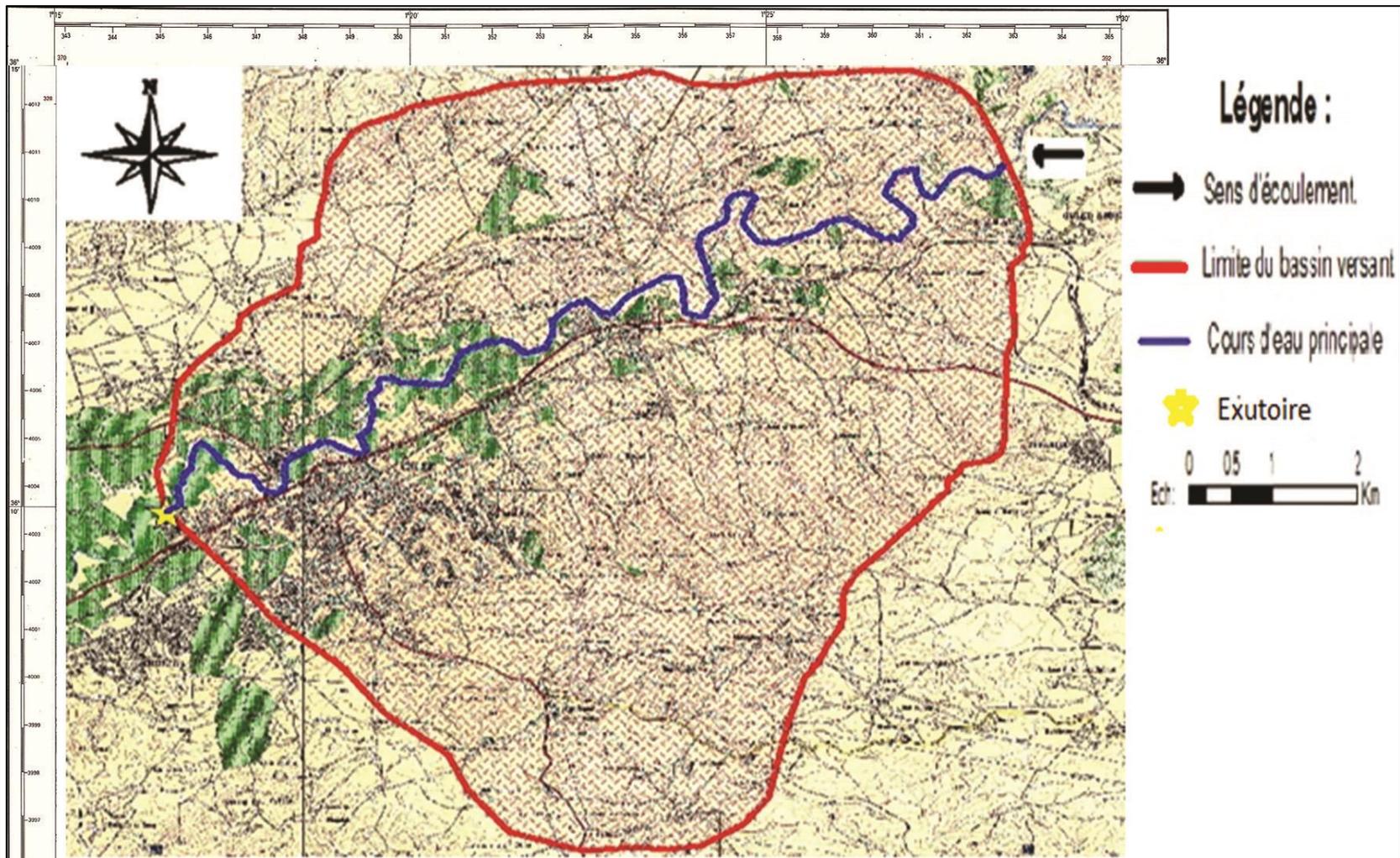


Figure I.02 Le Bassin Versant d'oued Chélif à l'échelle 1/50.000

I.2.1.2 Coefficient d'allongement (Ca)

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.03)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

I.2.1.3 Rectangle équivalent

Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules suivantes (ROCHE, 1963) :

a) Longueur L

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.04)$$

b) Largeur l

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.05)$$

Avec : **Kc** : Indice de compacité de Gravelius ; **S** : Superficie du bassin versant en km² ; **L** : Longueur du rectangle équivalent en km ; **l** : Largeur du rectangle équivalent en km.

Les caractéristiques géométriques du bassin versant de zone d'étude sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.01 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant de l'oued Chelif

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	km ²	194,4
Périmètre	P	km	53,36
Longueur du thalweg principal	L	km	28,61

Indice de compacité de Gravelius		K_c	/	1,7
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	37,08
	largeur	l_r	Km	5,24

I.2.2 Relief

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

I.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. Cette courbe a été identifiée après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/50.000). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau I.02 : Coordonnées de la courbe hypsométrique :

Altitude (m)	Surfaces partielles Km ²	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées%
300 à 326	3,96	2,04	2,04
200 à 300	56,33	28,98	31,02
100 à 200	118,1	60,75	91,37
89 à 100	8,63	4,44	100

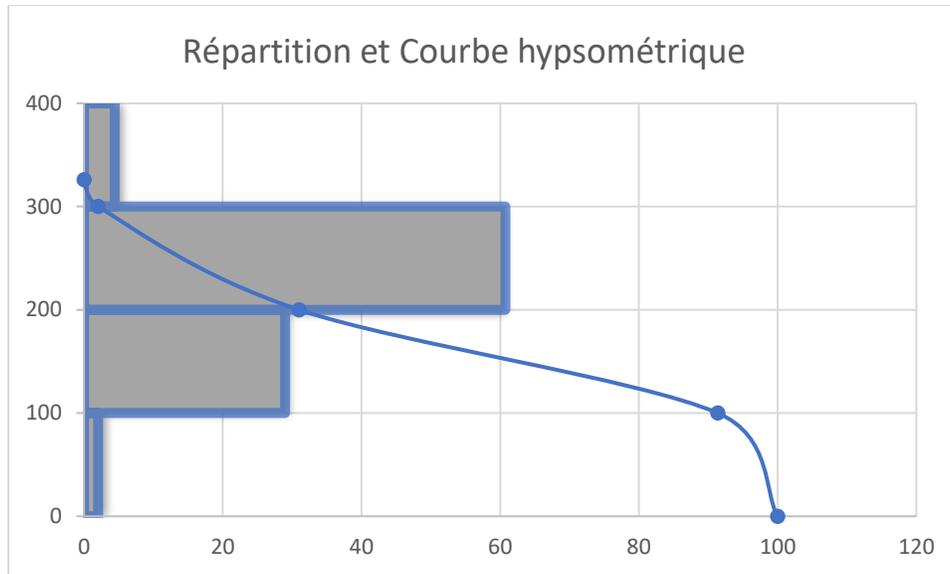


Figure I.03 Répartition et Courbe hypsométrique du bassin versant de CHLEF

I.2.2.2 Altitudes caractéristiques

a) Altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique.

b) Altitude moyenne

$$H_{\text{moy}} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right) \dots\dots\dots (1.06)$$

Avec :

Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km2);

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

S : Superficie du bassin versant (Km2).

Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées :

Tableau I.03 Altitudes caractéristiques

Altitudes	Valeur (m.NGA)
H _{moyenne}	168,00
H _{max}	326,00
H _{min}	89,00

I.2.3 Les indices de pentes

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes et la classe d'un bassin versant. Aussi, on les utilise dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels.

Le tableau suivant récapitule les indices calculés pour notre bassin :

I.2.3.1 Indice de pente globale « Ig » :

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec : L : Longueur de rectangle équivalent (m).

I.2.3.2 Indice de pente moyenne « I » :

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

Avec : L : Longueur de rectangle équivalent (m)

I.2.3.3 Indice de pente M. ROCHE « Ip » :

Ip 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 Hi est Hi-1. il est donné par la

formule suivante
$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau I.04 : Les indices de pentes

Les indices de pentes	Symbole	Unités	Valeur
Indice de la pente de roche	I_p	m/km	5,26
Indice de la pente globale	I_g	m/km	6.39
Indice de pente moyenne	I	m/km	20.5

En conclusion, nous pouvons dire que l'indice de pente moyenne est faible et relief assez faible.

I.3 Temps de concentration

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques.

I.3.1 Formule de TURRAZA

$$T_c = 0,108 * \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (I.08)$$

Avec :

T_c : Temps de concentration en (h).

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

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

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

D'où : $T_c = 4,29h$.

I.3.2 Formule de GIANDOTTI

Elle est obtenue par la formule :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5.L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.10)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²);

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

$H_{moy} - H_{min} = 168 - 89 = 97m$.

AN:

$T_c = 8,52h$; D'où : **$T_c = 8,52 h$**

I.3.3 Formule de VENTURA

Elle est donnée par :

$$T_c = 0,1272 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \dots\dots\dots (I.11)$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du cours d'eau;

S : Surface du bassin versant.

D'où : $T_c = 1,64h$

Voici un tableau qui récapitule toutes les valeurs obtenues :

Tableau I.05 : Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	Tc : temps de concentration trouvé (heurs)
Formule de TURRAZA	4,29
Formule de GIANDOTTI	8,52
Formule de VENTURA	1,64

Donc on prend le maximum des trois formules (TURRAZA, VENTURA et GIANDOTTI)

On trouve **Tc=8,25h**

I.4 Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue et le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (I.13)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

AN : Vr=5,94Km/h

Conclusion

L'analyse de ces différents paramètres hydromorphométrique permet une meilleure compréhension des causes des variations des régimes hydrologiques du bassin versant étudié et par conséquent, leur contribution dans la genèse des crues.

Chapitre II: Historique sur les crues et les inondations en Algérie

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

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

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

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

II.1 Les inondations en général :

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

II.1.1 Principaux paramètres spécifiant l'aléa :

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

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

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

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

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

II.1.2 Les différents types d'inondations :

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

II.1.2.1 Les inondations des plaines :

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

II.1.2.2 Les inondations par crues torrentielles :

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

De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point "hydrologiquement" le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24h pour certaines hauteurs). Ces crues touchent principalement les

zones de montagne, les cours d'eau du pourtour méditerranéen, mais aucun petit bassin au relief accentué, à forte capacité de ruissellement, n'est à l'abri.

II.1.2.3 Les inondations par ruissellement en secteur urbain :

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

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

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

II.1.2.4 Inondation pas remontées des nappes phréatiques :

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

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

II.1.2.5 Les coulées de boue :

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

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

II.1.2.6 Inondations par rupture d'une protection :

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

II.1.2.7 Inondations marines :

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

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

II.2 Causes de formation des crues et des inondations

II.2.1 Influence du climat :

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

- ✓ Leur répartition spatiale.
- ✓ Leur répartition temporelle.

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

II.2.2 Les crues provoquées par les chevelus hydrographiques :

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (Débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière Elle dépend essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie : son évolution Obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse. Sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, par des paramètres morpho métriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapports des confluences et des Longueurs etc....), par la pente des thalwegs et la forme du lit (**Bouanani, 2004**). Le processus de la genèse de crue est le résultat de plusieurs processus concomitants.

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

Les crues sont de trois types :

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

II.2.3 Le processus de formation des crues :

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

- ✓ **L'eau mobilisable** : constituée de l'eau reçue par le bassin versant.

- ✓ **Le ruissellement** : qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol. Il dépend de la nature du sol, de sa pente, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux.
- ✓ **Le temps de concentration** : qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci.
- ✓ **La propagation de l'onde de crue** : qui est en fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation

II.2.4 La période de retour de crues :

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

Selon ce paramètre, on distingue :

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

II.2.5 Paramètres influençant les inondations :

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

II.2.5.1 Influence des facteurs naturels :

✓ **Surface et forme du bassin versant :**

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

✓ **Configuration du relief des lits des cours d'eau :**

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

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

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

✓ **Facteurs biogéographiques :**

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

II.2.5.2 Influence des facteurs anthropiques :

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

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

II.3 CAUSES D'INONDATION EN ALGERIE

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

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

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

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

Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévères" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90 (Yahiaoui, 2012). (Fig.1).

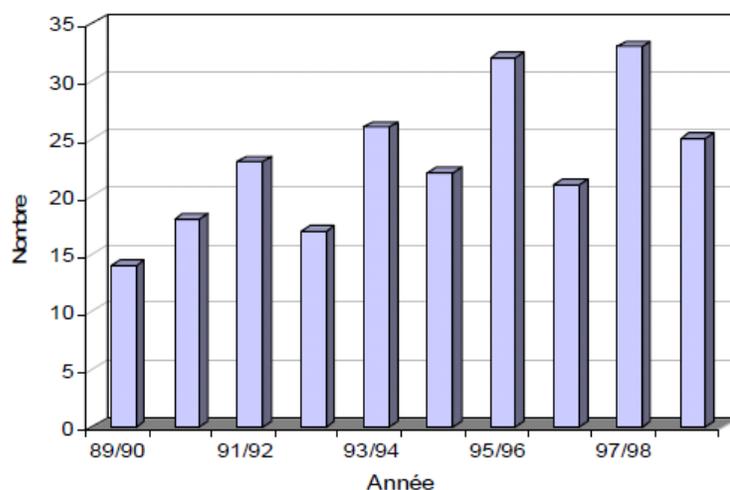


Figure II.2 : Distribution des perturbations par année en Algérie.

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

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

Tableau II.01 : Habitations construites en zones inondables

Wilaya	Nombre de constructions
Chlef	2248
Laghouat	3083
Oum-.El-Bouaghi	1999
Batna	16261
Bedjaia	500
Biskra	763
Bouira	1438

Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Alger	14545+ quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Jijel	47 (05 zones à risques très élevés)
Setif	1261
Saida	976+09 cités
Skikda	4009
Sidi Bel Abbas	576 + 04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Médèa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
El-Taref	2370
Tissemsilt	1340
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain- Defla	7772
Naama	4924
Ain-Temouchent	14 zones jouxtant différents lits d'oueds

Source : Ministère de l'intérieur (2002)

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

a) Inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie,

les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou, les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc...

b) Inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, l'exhaussement des lits des cours d'eau par les décombres et les détritiques et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières : les cas de la ville de Tiaret inondée presque chaque hiver, et la plaine de M'Zab où des inondations se produisent tous les 2 à 3 ans illustrant parfaitement l'influence de ces facteurs.

c) Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou, Sidi Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

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

a) Inondations engendrées par des crues torrentielles ou crues éclair, et affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km² et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne, et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des cours d'eau passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 2 ou 3 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'Hiou, le 20 octobre 1993 en

est un exemple, en 20 minutes de pluies des dégâts importants sont enregistrés, 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.

b) Inondations des grands bassins versants résulte le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée (10 à 15 jours). Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

II.4 Inventaire des inondations catastrophiques en algérie

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

- **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.
- **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
- **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.

- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.

- **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.

- **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :
 - **Jijel** : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
 - **Constantine** : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
 - **Skikda** : 8000 habitations envahies.
 - **Guelma** : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
 - **Khenchela** : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
 - **Oum – El – Bouaghi** : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.

- **29 décembre 1984 au 01 janvier 1985** : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.

- **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.

- **01 septembre 1989** : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.

- **03 juin 1991** : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.

- **26 et 27 janvier 1992** : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.

- **29 septembre au 02 octobre 1994** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants:
 - **Ghardaïa** : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
 - **Laghouat** : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
 - **Mascara** : deux mots et importants dégâts matériels.
 - **Tissemsilt** : neuf morts.
 - **Sidi Bel Abbès** : deux morts.

- **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.

- **14 janvier 1999** : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.

- **28 septembre 2000** : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.

- **24 octobre 2000** : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla causent la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants matériels à Theniet El Had.

- **9 et 10 novembre 2001** : L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.

▪ **1 et 2 octobre 2008** : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m³/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions de dinars pour les infrastructures.

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

II.5 Deux exemples des risques climatiques dans le milieu urbain

II.5.1 Les inondations de Beb-El-Oued

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



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

II.5.2 Les inondations de Ghardaïa

Les pluies diluviennes qualifiées de « Tsunami fluviale » accompagnées de violents orages ont commencé le lundi 29 septembre 2008, où il n'avait pas plu depuis quatre ans, la pluie a continué le mardi, pas très forte, et le mercredi 1er octobre le jour de l'Aïd, c'était le déluge (150 mm en une heure). Les principaux oueds de la région (M'Zab, Zeghir, Nsa, Metlili) ont fonctionné à plein régime. Selon les sources locales, c'est la première fois depuis 70 ans que les trois oueds affluents sont en cru. D'habitude, seul un sur trois déborde sans mettre en danger les populations alentour, les autorités ont parlé d'un débit de 900 m³/s, l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques l'estimé à 1200 m³/s. C'est une crue exceptionnelle puisqu'elle a atteint Sebket Sefioune qui se trouve à plus 180 Km environ de Ghardaïa. Dubieff, qui a travaillé plus de 40 ans sur la pluviométrie au Sahara Algérien, retient le fait que si lors d'une crue les eaux atteignent Sebket Sefioune, on peut considérer que celle-ci est cinquantenaire. A Metlili, on a enregistré une hauteur d'eau de 6 mètres, alors qu'en aval de Ghardaïa, celle-ci a frôlé les 10 mètres.



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

Conclusion

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

Chapitre III: Etude Hydrologique

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

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

III.1 Présentation de la station pluviométrique

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

III.1.1 Caractéristiques de la station pluviométrique

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station pluviométrique de EL Asnam.

Tableau III.01 : Caractéristiques de la station pluviométrique de El Asnam

Station	Code	Source	Année de service	N (ans)
El Asnam	012207	A.N.R.H	1986-2014	29

Source : A.N.R.H

III.1.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous. Notons une pointe au mois de novembre.

Tableau III.02 : Répartition mensuelle des précipitations

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Somme
P(mm) El Asnam	20,70	29,99	50,47	40,51	41,24	43,90	31,85	41,41	30,11	3,48	1,22	5,06	339,96

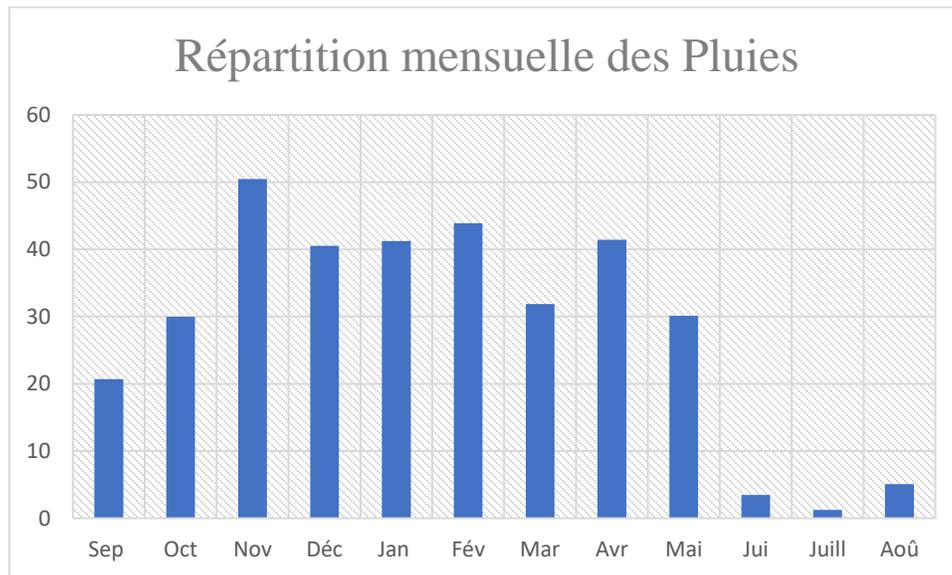


Figure III.01 Répartition mensuelle des Pluies

III.1.3 Pluies maximales journalières

Pour comprendre au mieux le mode de répartition des précipitations et effectuer des études prévisionnelles, on effectue des études statistiques pour déterminer les lois de répartition à utiliser. Concernant l'estimation des averses maximales de courte durée nécessaire pour le calcul des débits maximum probables on a utilisé les pluies journalières maximales de la station de El Asnam. Les caractéristiques de la série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.03 : la série pluviométrique (29 ans).

Années	Pmax.j (mm)	Années	Pmax.j (mm)	Années	Pmax.j (mm)
1986	31,3	2000	29,6	2014	49,2
1987	21	2001	23,6		
1988	41,9	2002	27,5		
1989	27,3	2003	34,6		
1990	49,2	2004	42		
1991	36,2	2005	49		
1992	44,7	2006	26,9		
1993	21,2	2007	23,5		
1994	60	2008	14,7		
1995	52,4	2009	30		
1996	24,5	2010	21,6		
1997	31,5	2011	33,79		
1998	19,4	2012	45,4		
1999	49,5	2013	25,5		

Tableau III.04 Caractéristiques de la série pluviométrique (29 ans).

Caractéristiques	Formule	Valeurs
La moyenne des P _{j,max} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} X_i}{n}$	34,04
L'écart type « σ » ;	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$	12,21
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,36

III.1.4 Vérification de l'homogénéisation de la série

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

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

- 1- Classer la série par ordre croissant.
- 2- La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient 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.05: Calcul des paramètres du test de la médiane

Année	Pjmax	Rang	Classement	Signe	Année	Pjmax	Rang	Classement	Signe
1986	31,3	1	14.7	31,3	2001	23,6	28	31.5	-23,6
1987	21	2	19.4	-21	2002	27,5	29	33.79	-27,5
1988	41,9	3	21	41,9	2003	34,6	30	34.6	34,6
1989	27,3	4	21.2	-27,3	2004	42	31	36.2	42
1990	49,2	5	21.6	49,2	2005	49	32	41.9	49
1991	36,2	6	23.5	36,2	2006	26,9	33	42	-26,9
1992	44,7	7	23.6	44,7	2007	23,5	34	44.7	-23,5
1993	21,2	8	24.5	-21,2	2008	14,7	35	45.4	-14,7
1994	60	9	25.5	60	2009	30	36	49	-30
1995	52,4	10	26.9	52,4	2010	21,6	37	49.2	-21,6
1996	24,5	11	27.3	-24,5	2011	33,79	38	49.2	33,79
1997	31,5	12	27.5	31,5	2012	45,4	39	49.5	45,4
1998	19,4	13	29.6	-19,4	2013	25,5	40	52.4	-25,5
1999	49,5	14	30	49,5	2014	49,2	41	60	49,2
2000	29,6	15	31.3	-29,6					

4- Calculons les quantités NS et TS avec :

Ns : nombre total de série (+) ou (-)

Ts : nombre de la plus grande série de (+) ou (-) successive

- ✓ Ns suit approximativement une loi normale de moyenne $(\frac{N+2}{N})$ et de variance $[\frac{1}{4}*(N-1)]$
- ✓ Ts suit une loi binomiale.

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

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

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1)$$

Tableau III.06 : résultats de test de la médiane

Ns	16
Ts	5
$\frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$	12.8
$3.3(\log_{10}N + 1)$	9
Condition II.1	16 > 12.8 (vérifiée)
Condition II.2	5 < 9 (vérifiée)

Commentaire

Les conditions de tests sont vérifiées, l'hypothèse H_0 dite « la série de données est homogène » est validée, ainsi on conclut que notre série de données est homogène

III.2 Ajustement des pluies maximales journalières

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

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

III.2.1 Ajustement de la loi de Gumbel

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

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

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha}$$

Avec :

y : variable réduit de Gumbel.

x_0 : Paramètre de position en (mm)

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

x : Variable étudié « Pmax.j ».

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = \alpha * Y + X_0 \text{ Soit } P_{\max.j} = \alpha * Y + X_0$$

III.2.1.1 Le procédé d'ajustement par la méthode de Maximum de vraisemblance

On fait appel au logiciel Hyfran, Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance.

Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 29

Paramètres

X_0 28.8071

Alpha 9.47382

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

✓ **Calcul des quantiles :**

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

Tableau III.07 : Calcul des quantiles a la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	72.4	8.38	56.0 - 88.8
50.0	0.9800	65.8	7.28	51.5 - 80.0
20.0	0.9500	56.9	5.83	45.5 - 68.4
10.0	0.9000	50.1	4.75	40.8 - 59.4
5.0	0.8000	43.0	3.67	35.8 - 50.2
3.0	0.6667	37.4	2.91	31.7 - 43.1
2.0	0.5000	32.3	2.36	27.7 - 36.9

Tableau III.08 : Pjmax fréquentielle

PERIODE DE RETOUR (Années)	100	50	20	10	5	2
FREQUENCE (%)	1	2	5	10	20	50
Pjmax	72.4	65.8	56.9	50.1	43	32.3

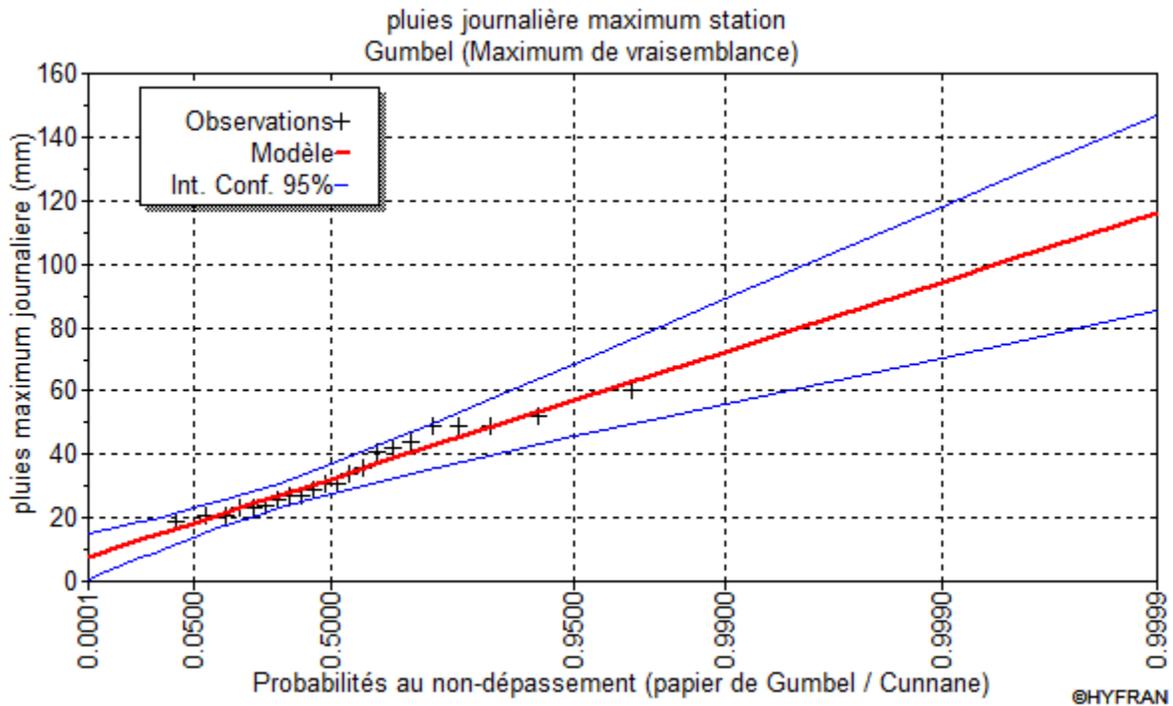


Figure III.02 : Ajustement de $P_{max,j}$ à la loi de Gumbel

III.2.2 Ajustement de la loi de Galton

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

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

Avec :

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

σ : L'écart type des logarithmes de la variable x.

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

$$Z = \frac{\log X - \bar{X}}{\sigma}$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{max,j}(p\%) = e^{(\bar{X} + Z(p\%)*\sigma)}$$

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

✓ **Procédé de l'ajustement**

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on fait appel au logiciel Hyfran , Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisie est celle de Hazen.

✓ **Résultats de l'ajustement**

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 29

Paramètres

Moyenne 3.48336

L'écart type 0.342472

Quantiles $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

✓ **Calcul des quantiles :**

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

Tableau III.09 : Calcul des quantiles a la loi de Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	72.3	10.3	52.0 - 92.5
50.0	0.9800	65.8	8.61	48.9 - 82.7
20.0	0.9500	57.2	6.50	44.5 - 69.9
10.0	0.9000	50.5	5.03	40.7 - 60.4
5.0	0.8000	43.4	3.71	36.2 - 50.7
2.0	0.5000	32.6	2.38	27.9 - 37.2

Tableau III.10 : P_{jmax} fréquentielle

PERIODE DE RETOUR (Années)	100	50	20	10	5	2
FREQUENCE (%)	1	2	5	10	20	50
P_{jmax}	72.3	65.8	57.2	50.5	43.4	32.6

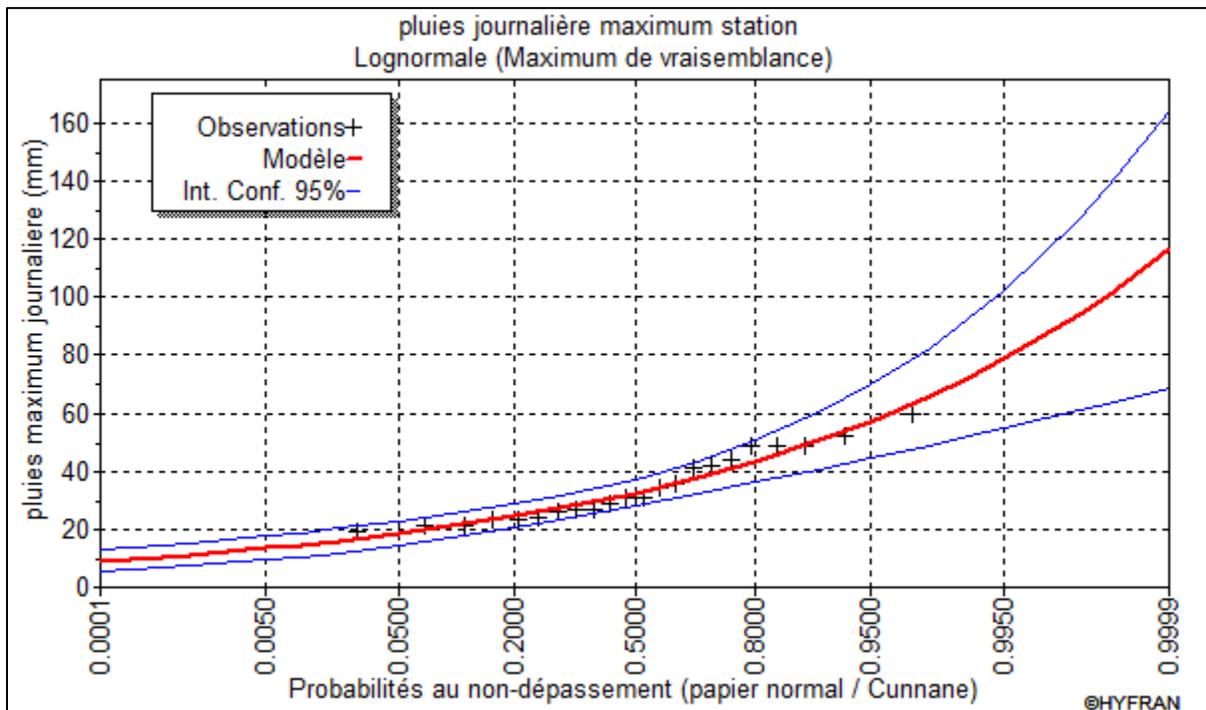


Figure III.04 : Ajustement de $P_{max,j}$ à la loi Galton

D'après les résultats obtenus on remarque qu'à partir des deux méthodes Gumbel et Galton, on trouve que la série de pluies maximale journalière des stations suit la loi de Galton par ce que presque tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

III.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

$$P_t(\%) = P_{j,max} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

$P_t(\%)$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j}$ (mm).

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

t : Temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en heures.

b : Exposant climatique ($b = 0,38$).

$$I_0 = \left(\frac{P \text{ max}}{t} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{1-b}$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.11 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	100	50	20	10	5
Fréquence	1	2	5	10	20
Pmaxj p(%)	72.3	65.8	57.2	50.5	43.4

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

Tableau III.12 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

Période de retour (ans)	100		50		20		10		5	
	P_{ct} mm	I_t mm/h								
0.25	12.76	51.04	11.61	46.45	10.10	40.38	8.91	35.65	7.66	30.64
0.49	16.48	33.63	15.00	30.61	13.04	26.61	11.51	23.49	9.89	20.19
0.78	19.66	25.21	17.90	22.94	15.56	19.94	13.73	17.61	11.80	15.13
0.96	21.28	22.16	19.36	20.17	16.83	17.54	14.86	15.48	12.77	13.30
1	21.61	21.61	19.67	19.67	17.10	17.10	15.09	15.09	12.97	12.97
1.5	25.21	16.81	22.94	15.30	19.94	13.30	17.61	11.74	15.13	10.09
1.52	25.34	16.67	23.06	15.17	20.05	13.19	17.70	11.64	15.21	10.01

2	28.12	14.06	25.59	12.80	22.25	11.12	19.64	9.82	16.88	8.44
3	32.81	10.94	29.86	9.95	25.96	8.65	22.91	7.64	19.69	6.56
4	36.60	9.15	33.31	8.33	28.95	7.24	25.56	6.39	21.97	5.49
5	39.84	7.97	36.25	7.25	31.52	6.30	27.82	5.56	23.91	4.78
6	42.69	7.12	38.85	6.48	33.78	5.63	29.82	4.97	25.63	4.27
7	45.27	6.47	41.20	5.89	35.81	5.12	31.62	4.52	27.17	3.88
8	47.62	5.95	43.34	5.42	37.68	4.71	33.26	4.16	28.59	3.57
9	49.80	5.53	45.33	5.04	39.40	4.38	34.79	3.87	29.90	3.32
10	51.84	5.18	47.18	4.72	41.01	4.10	36.21	3.62	31.12	3.11
11	53.75	4.89	48.92	4.45	42.53	3.87	37.54	3.41	32.27	2.93
12	55.56	4.63	50.56	4.21	43.95	3.66	38.81	3.23	33.35	2.78
13	57.27	4.41	52.12	4.01	45.31	3.49	40.00	3.08	34.38	2.64
14	58.91	4.21	53.61	3.83	46.61	3.33	41.15	2.94	35.36	2.53
15	60.47	4.03	55.04	3.67	47.84	3.19	42.24	2.82	36.30	2.42
16	61.98	3.87	56.40	3.53	49.03	3.06	43.29	2.71	37.20	2.33
17	63.42	3.73	57.72	3.40	50.17	2.95	44.30	2.61	38.07	2.24
18	64.81	3.60	58.99	3.28	51.28	2.85	45.27	2.52	38.91	2.16
19	66.16	3.48	60.21	3.17	52.34	2.75	46.21	2.43	39.71	2.09
20	67.46	3.37	61.40	3.07	53.37	2.67	47.12	2.36	40.49	2.02
21	68.72	3.27	62.54	2.98	54.37	2.59	48.00	2.29	41.25	1.96
22	69.95	3.18	63.66	2.89	55.34	2.52	48.86	2.22	41.99	1.91
23	71.14	3.09	64.74	2.81	56.28	2.45	49.69	2.16	42.70	1.86
24	72.30	3.01	65.80	2.74	57.20	2.38	50.50	2.10	43.40	1.81

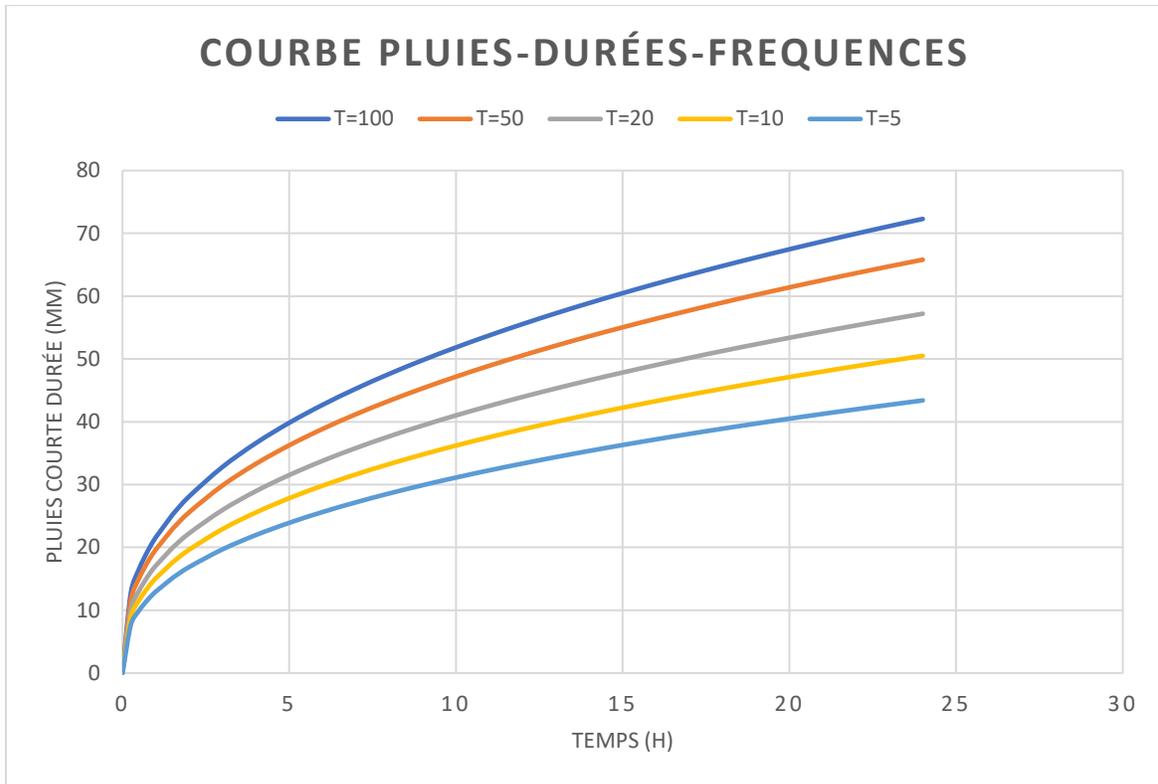


Figure III.05 : Courbes des pluies-durées-fréquences

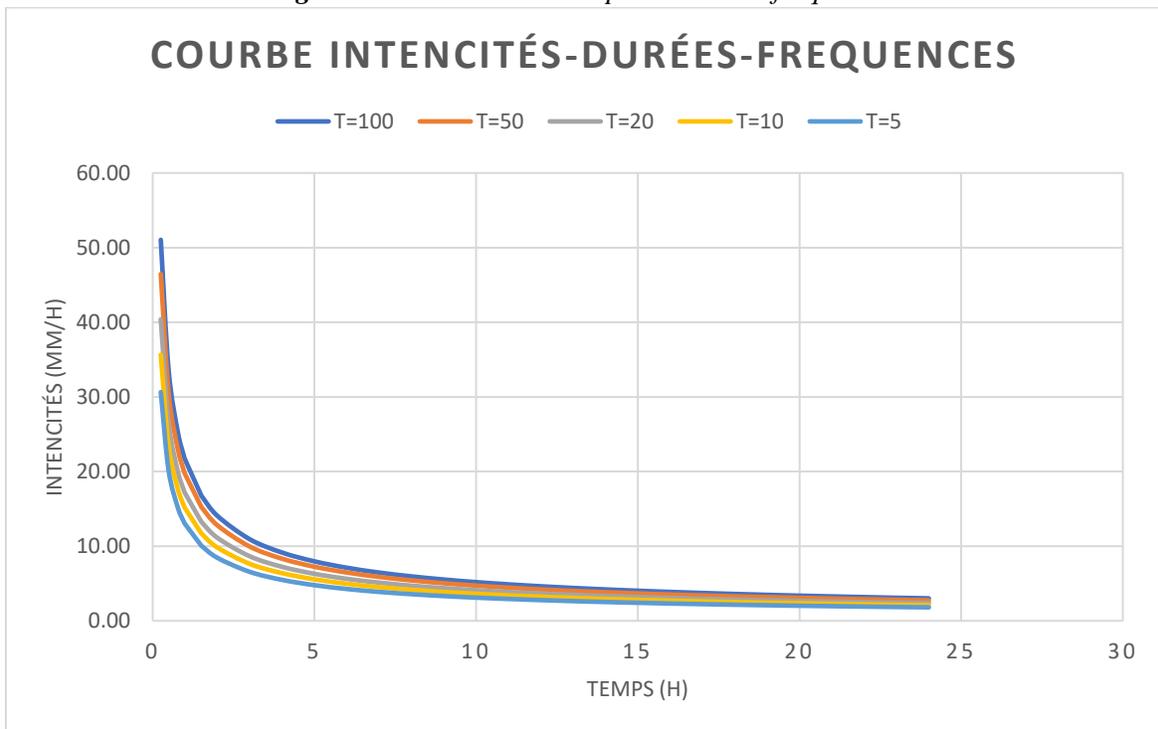


Figure III.06 Courbes intensités-durées fréquences

III.4 Etude des apports

Vu l'inexistence d'une station hydrométrique sur le cours d'eau pour l'évaluation des apports, nous avons utilisés les formules empiriques les plus employées en Algérie.

III.4.1 Apport liquide

De nombreuses estimations des apports existent en Algérie, quelques-unes entrent elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel.

III.4.1.1 Formule de SAMIE

$$Le = (P)^2 (293 - 2.2\sqrt{S})$$

$$A = Le * S$$

Où :

P : précipitations moyennes interannuelles en mm ; P= 339mm

S : Superficie du Bassin versant. En Km² ;

III.4.1.2 Formule de Turc

Cette formule établie à partir des observations faites sur 254 bassins versants situés sous tous les climats du globe, donne le déficit d'écoulement D.

$$A = Le * S$$

$$Le = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}$$

$$L = 300 + 25 To + 0,05 To^3$$

Avec :

P : précipitation moyenne antre annuel ; en mm, (P=339 mm)

To : Température moyenne dans la zone d'étude, (To = 18.4° C)

III.4.1.3 Formule dite ‘Algérienne’

$$Le = P \left(1 - 10^{-kP^2} \right) \times 10^3$$

$$A = Le * S$$

Où : $k = 0.18 - 0.01 * \log(S)$

P : précipitation moyenne interannuelle ; en m

III.4.1.4 Formule de l’ANRH (Sogreah 1986/89)

$$Le = 720 * \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85}$$

$$A = Le * S$$

Où : A : Apport moyen annuel en Hm^3

P : Précipitation moyenne antre annuel ; en mm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Synthèse des résultats de calcul de l’apport moyen annuel

Méthode ou Formule	Lame écoulée Le (mm)	Apport moyen A (Hm^3)
SAMIE	30.14	1475.57
TURC	15.94	734.09
ALGERIENNE	67.28	1075.13
SOGREAH	144.66	2311.67

Sur la base de tous ces résultats la valeur retenue est la moyenne des quatre formules.

A = 1399.11 Hm^3 , c’est-à-dire une lame d’eau écoulée **Le = 87.55mm**.

III.4.2 Caractéristiques de l’écoulement**III.4.2.1 Module de l’écoulement**

Il est donné par :

$$Me = A0 / T$$

A0 : Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes.

$$Me=44,36l/s$$

III.4.2.2 Module de l'écoulement relatif

$$M0 = Me / S$$

Me : Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M0= 2,77l/s/Km^2$$

III.4.2.3 lame d'eau écoulée

$$L e = A0/S$$

$$Le=87.55mm$$

III.4.2.4 Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$Ce = Le / Pmoy$$

$$Ce= 0,15$$

III.4.3 Apport solide en suspension

III.4.3.1 Formule de Fournier

$$Ta = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46}$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an);

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux

PA : Pluie moyenne annuelle;(47,5=mm)

h= (Hmax - Hmin) [m];

S : Surface du bassin versant.

AN:

h= 254,25m

D'où : Ta = 0.43 t/Km²/an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{Ta \times T}{\gamma_s} \times S$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=20ans

AN : V_s=103.21m³

III.4.3.2 Formule de Tixeront (1960)

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

$$Ta = \alpha \cdot Le^{0,21} \dots\dots\dots (III.12)$$

Ta = 191.84 T/km²/an

D'où :

Ta : Taux d'abrasion, T/km²/an ;

Le : La lame d'eau écoulée en mm ;

α : Egale à 75 pour un bassin à perméabilité moyenne.

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \times T$$

AN :

$$V_s = 45415.91 \text{ m}^3$$

Tableau III.14 Différentes valeurs de « α »

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

III.4.3.3 Formule de Saidi

$$Q_s = 19 * M_0^{1,246} * C_e^{-0,885}$$

M_0 : module d'écoulement (=2.77 l/S/Km²);

C_e : Coefficient d'écoulement (=0,15).

AN :

$$Q_s = 362.44 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \times T$$

$$\text{AN : } V_s = 85805.59 \text{ m}^3$$

Tableau III.15 Récapitulatif du volume annuel moyen

Formule	Taux d'abrasion (T/km ² /an)	Volume annuel moyen (m ³ /an)
Fournier	0.43	103.21
Tixeront	191.84	45415.91
Formule de Saidi	362.44	85805.59
Moyenne	184.90	43774.90

III.5 Détermination des débits maximums

Ces formules sont basées sur l'expérimentation ou sur certaine information propre à certaines régions pour lesquelles elles ont été déterminées. Ces formules empiriques sont à prendre avec précaution dans le sens où si elles sont valables dans une région, elles ne sont pas dans d'autres et donnent souvent des valeurs sous-estimées ou surestimées (Touabia, 2003)

III.5.1 FORMULE DE TURAZZA

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courte durée, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{\max} = \frac{C * P_{tc} * S}{3,6 * T_c} = \frac{1}{3,6} S * I_t * C$$

Où

P_{tc} : pluie de courte durée pour un temps $t = T_c$

S : superficie du bassin versant, 3616.9 Km²

T_c : temps de concentration, heure

I_t : intensité de la pluie, mm/h

C : coefficient de ruissellement (0.8-0.6).

III.5.2 FORMULE DE GIANDOTTI

La formule de Giandotti représente le rapport entre le débit instantané et le débit moyen journalier.

$$\frac{Q_{inst}}{QT} = \frac{P_{tc}}{P_{jmax}} * \frac{24}{T_c}$$

Avec :

QT : débit moyen journalier de temps de retour T

QT : est calculé par la formule de SAMIE :

$$QT = \frac{Cr * PT * S}{108}$$

Cr : coefficient de ruissellement en grande crue Cr=0,90

S : surface du BV 3616.9 Km²

III.5.3 FORMULE DE SOKOLOVSKY

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

$$Q_{max} = (0.28 * P_{tc} * C * S * F) / T_c$$

P_{tc} pluie de courte durée pour un temps.

C : coefficient de ruissellement (0,8-0,6).

S : superficie du bassin versant 3616.9 Km²

T_c : temps de concentration.

F : Coefficient de la formule de l'hydrogramme.

$$F = \frac{12}{4+3\gamma} (\gamma = 2.5).$$

Tableau III.17 Tableau récapitulatif des résultats

Fréquence %	Débit maximum en m ³ /s		
	TURAZZA	GIANDOTTI	SOKOLOVSKY
1	1318.88	1216.58	1257.53
2	891.77	749.23	784.46
10	544.52	478.37	503.71

On opte pour le débit de dimensionnement débit **centennal** de la formule de **TURAZZA** car est le débit le plus extrême.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé les pluies fréquentielles ainsi les débits de crue pour différentes périodes de retours. Le modèle fréquentiel le plus adéquat d'après le test d'adéquation et l'analyse de la distribution en queue de la série pluviométrique est celui de Galton, avec un quantile centennal estimé à 72.3 mm. Ensuite on a déterminé le débit max avec formule de **TURAZZA** $Q_{\max} = 1318.88 \text{ m}^3/\text{s}$.

Chapitre IV: Etude des variantes

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville de CHLEF contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude, des schémas d'aménagement d'Oued CHELIF seront proposés.

Les variantes proposées font l'objet d'une étude comparative, dans le but d'évaluer le cout et la pertinence de chacune, afin de choisir la meilleure sur le plan technico économique qui va satisfaire ces fonctionnalités pour lesquelles est destinée, toute en préservant l'aspect environnemental et en assurant l'esthétique.

Parmi ces schémas une variante sera retenue et fera l'objet d'une étude détaillée, dans le chapitre à suivre. Cette variante garantira la protection de la localité contre les crues de l'oued.

Il faut surtout que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique.

IV.1 Description des variantes proposées pour l'étude

Les variantes ont été sélectionnées dans le souci de protéger les localités de CHLEF contre les inondations, par l'évacuation des eaux des crues vers l'exutoire, en respectant toutes les conditions d'écoulement.

Pour cette étude, nous proposons deux variantes principales pour l'aménagement chaque variante se décompose à des sous variante qui a un type de revêtement spécifique et les deux variantes ont un canal trapézoïdal (lit mineur) pour écouler les très faible débit

IV.1.1 Première variante (section Trapézoïdale)

Dans cette variante pour calibrer le cours d'eau, nous proposons un canal de forme trapézoïdale, car cette section est la plus ré pondue, la plus usuelle, et aussi pour ses divers avantages dont la réalisation et l'exploitation facile, qui s'étale sur une longueur de 7650 m.

- Paramètres géométriques de la deuxième variante

$$b = 28\text{m}$$

$$m = 1/1.5$$

$$B = 53\text{m}$$

$$H = 8.5\text{ m}$$

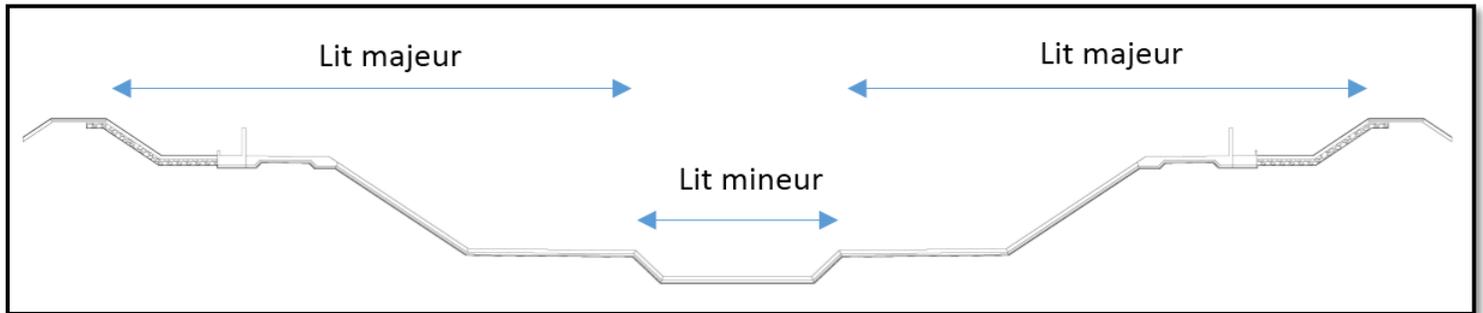


Figure IV.01 : coupe type de section Trapézoïdale

Dans cette variante on utilise 3 type de revêtement :

Béton armé $n=0.014$

Matelas Reno $n=0.020$

Terrain naturel $n=0.025$

Sous Variante 01 : Type de revêtement lit mineur : Béton armé

Type de revêtement lit majeur : Béton armé

Sous Variante 02 : Type de revêtement lit mineur : Matelas Reno

Type de revêtement lit majeur : Matelas Reno + Béton armé

Sous Variante 03 : Type de revêtement lit mineur : Terrain naturel

Type de revêtement lit majeur : Matelas Reno + Béton armé

Sous Variante 04 : Type de revêtement lit mineur : Terrain naturel

Type de revêtement lit majeur : Terrain naturel + Béton armé

Sous Variante 05 : Type de revêtement lit mineur : Matelas Reno

Type de revêtement lit majeur : Matelas Reno

Sous Variante 06 : Type de revêtement lit mineur : Terrain naturel

Type de revêtement lit majeur : Terrain naturel + Matelas Reno

IV.1.2 Deuxième variante (Section Rectangulaire) :

Pour cette variante nous proposons un canal de forme Rectangulaire parce que cette section a une grande résistance mécanique et une adaptabilité a son lieu d'implantation en s'adaptant aux variations.

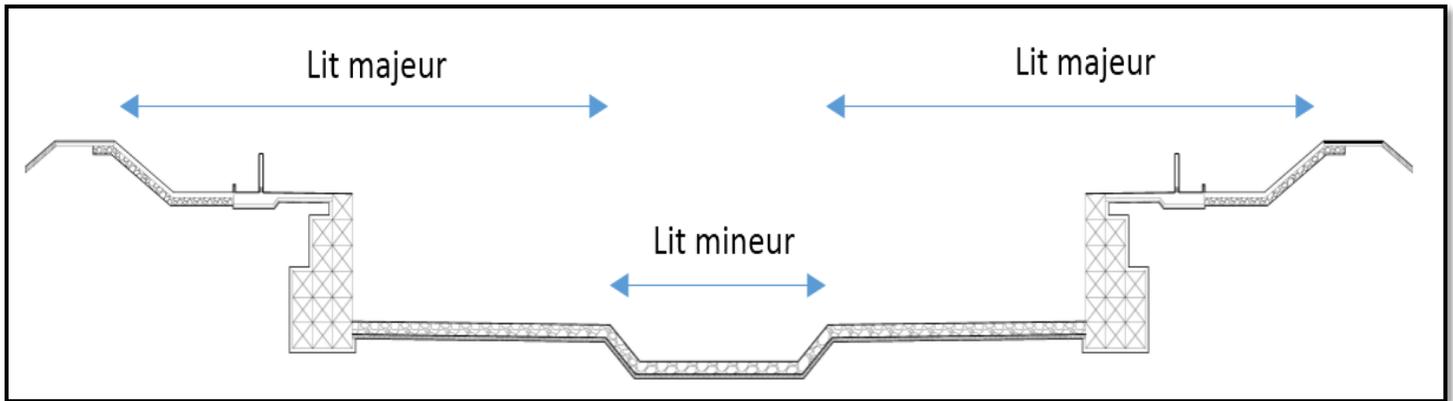


Figure IV.02 : coupe type de section rectangulaire

- **Paramètres géométriques de la deuxième variante**

$$b = 43\text{m}$$

$$H = 6.5\text{m}$$

Dans cette variante on utilise 4 type de revêtement :

Béton armé	$n=0.014$
Matelas Reno	$n=0.020$
Terrain naturel	$n=0.025$
Caisse de gabion	$n=0.035$

Sous Variante 01 : Type de revêtement lit mineur : Terrain naturel

Type de revêtement lit majeur : Terrain naturel + Caisse de gabion + Béton armé

Sous Variante 02 : Type de revêtement lit mineur : Terrain naturel

Type de revêtement lit majeur : Matelas Reno + Caisse de gabion + Béton armé

Sous Variante 03 : Type de revêtement lit mineur : Matelas Reno

Type de revêtement lit majeur : Matelas Reno + Caisse de gabion + Béton armé

Sous Variante 04 : Type de revêtement lit mineur : Matelas Reno

Type de revêtement lit majeur : Matelas Reno + Caisse de gabion + Béton armé

IV.2 Etude des variantes

Après avoir choisi la section finale de l'aménagement de l'oued par les services de la direction de l'hydraulique et pour cette phase nous utilisons un logiciel de calcul et de simulation très puissant (Hec-Ras), ce logiciel nous permettons de définir les résultats hydraulique et géométrique de la variante retenu.

• Définition HEC-RAS : Hydrologic Engineer Center Rivers Analysis System

C'est un logiciel de simulation des écoulements (permanant et non permanant) a surface libre dans les cours d'eau naturels, la modélisation du transport solide ainsi que l'analyse de la qualité de l'eau. il tient compte des aménagements transversaux (ponts, dalots,ect) et propose des aménagements das les cours d'eau.

Les coupes types HEC-RAS dans l'Annexe IV.

IV.2.1 Etude de la première variante

Dans cette variante l'aménagement se réalise avec un canal de forme trapézoïdale :

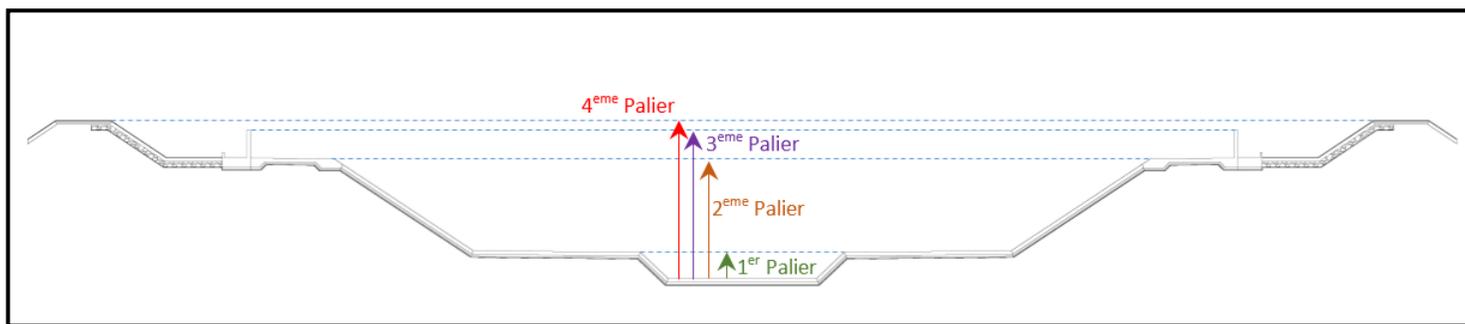


Figure IV.03 : répartition des section variante trapézoïdale

IV.2.1.1 Calcul hydraulique des paramètres de l'écoulement

✓ Sous variante 01 :

Tableau IV.01 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 01)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.014	544.52	0.001	38.35	58.31	119.22	3.85	1.06	4.57	0.83	8.53	4.31	4.72
50 ans	0.014	891.76	0.001	41.90	60.15	166.71	4.54	1.46	5.35	0.86	9.84	5.46	5.90
100 ans	0.015	1318.88	0.001	53.00	86.58	232.89	4.90	1.63	5.66	0.86	11.53	6.87	7.28
Palier 01	0.014	28.21	0.001	29.37	30.69	17.89	0.58	0.13	1.58	0.64	1.50	1.04	1.62
Palier 02	0.014	1115.50	0.001	43.84	48.08	194.44	4.04	1.68	5.74	0.87	8.07	6.00	6.45
Palier 03	0.014	1690.00	0.001	53.00	60.14	272.89	4.54	1.95	6.19	0.87	9.83	7.48	7.94
Palier 04	0.015	1695.00	0.001	68.00	83.68	326.11	3.90	1.38	5.20	0.76	9.85	7.49	8.50

✓ Sous variante 02 :

Tableau IV.02 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 02)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.017	544.52	0.001	40.15	59.50	142.77	4.30	0.74	3.81	0.65	8.53	5.32	4.31
50 ans	0.017	891.76	0.001	53.00	84.55	207.47	4.21	0.94	4.30	0.69	9.84	6.80	5.46
100 ans	0.017	1318.88	0.001	53.00	87.68	265.33	5.27	1.26	4.97	0.71	11.53	7.89	6.87
Palier 01	0.020	24.00	0.001	10.93	12.15	13.89	1.14	0.15	1.73	0.49	1.36	0.93	1.47
Palier 02	0.018	863.00	0.001	43.75	47.97	193.08	4.03	1.02	4.47	0.68	7.08	5.28	6.42
Palier 03	0.017	1350.40	0.001	53.00	60.00	269.21	4.49	1.28	5.02	0.71	8.85	6.83	7.87
Palier 04	0.017	1475.00	0.001	67.99	83.67	325.81	3.89	1.04	4.53	0.66	9.22	7.08	8.50

✓ Sous variante 03 :

Tableau IV.03 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 03)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.018	544.52	0.001	40.71	59.89	150.31	4.45	0.67	3.62	0.60	8.53	4.31	5.50
50 ans	0.018	891.76	0.001	53.00	84.86	216.33	4.31	0.87	4.12	0.65	9.84	5.46	6.97
100 ans	0.018	1318.88	0.001	67.37	88.08	311.94	5.40	0.91	4.23	0.63	11.53	6.87	8.39
Palier 01	0.025	19.00	0.001	10.92	12.12	13.79	1.14	0.10	1.38	0.39	1.17	0.80	1.46

Palier 02	0.019	797.60	0.001	43.72	47.93	192.65	4.02	0.87	4.14	0.63	6.80	5.07	6.41
Palier 03	0.018	1270.60	0.001	53.00	60.03	269.84	4.50	1.13	4.71	0.67	8.61	6.67	7.88
Palier 04	0.018	1412.00	0.001	68.00	83.69	326.30	3.90	0.95	4.33	0.63	9.04	6.95	8.50

✓ **Sous variante 04 :**

Tableau IV.04 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 04)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.019	544.52	0.001	41.45	82.99	160.46	3.77	0.59	3.39	0.55	8.53	4.31	5.75
50 ans	0.019	891.76	0.001	53.00	85.29	228.32	4.46	0.78	3.91	0.60	9.84	5.46	7.20
100 ans	0.019	1318.88	0.001	67.97	88.62	325.37	5.57	0.84	4.05	0.59	11.53	6.87	8.59
Palier 01	0.025	16.70	0.001	10.70	11.82	12.63	1.07	0.09	1.32	0.39	1.08	0.74	1.35
Palier 02	0.020	718.60	0.001	53.00	57.38	199.67	3.48	0.66	3.60	0.59	6.45	4.82	6.55
Palier 03	0.020	1173.00	0.001	53.00	60.07	270.82	4.51	0.96	4.33	0.61	8.28	6.16	7.90
Palier 04	0.019	1326.00	0.001	68.00	83.69	326.39	3.90	0.84	4.06	0.59	8.78	6.78	8.50

✓ **Sous variante 05 :**

Tableau IV.05 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 05)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.019	544.52	0.001	40.82	83.09	151.84	3.79	0.66	3.59	0.59	8.53	4.31	5.54
50 ans	0.019	891.76	0.001	53.00	85.35	227.77	4.48	0.78	3.92	0.60	9.84	5.46	7.19
100 ans	0.019	1318.88	0.001	68.00	88.70	327.13	5.60	0.83	4.03	0.59	11.53	6.87	8.62
Palier 01	0.020	24.90	0.001	11.00	12.24	14.24	1.16	0.16	1.75	0.49	1.39	0.95	1.50
Palier 02	0.020	730.00	0.001	53.00	57.41	200.52	3.49	0.68	3.64	0.60	6.50	4.86	6.57
Palier 03	0.020	1166.80	0.001	53.00	60.05	270.38	4.50	0.95	4.32	0.61	8.25	6.14	7.89
Palier 04	0.019	1314.00	0.001	68.00	83.69	326.30	3.90	0.83	4.03	0.59	8.74	6.76	8.50

Sous variante 06 :

Tableau IV.06 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 06)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.021	544.52	0.001	42.05	83.93	168.84	3.98	0.53	3.22	0.51	8.53	4.31	5.95
50 ans	0.021	891.76	0.001	53.00	86.02	246.43	4.72	0.67	3.62	0.54	9.84	5.46	7.54

100 ans	0.021	1318.88	0.001	68.00	89.54	346.80	5.87	0.74	3.80	0.54	11.53	6.87	8.90
Section 01	0.025	16.70	0.001	29.43	30.76	18.48	0.60	0.04	0.90	0.36	1.08	0.74	1.64
Section 02	0.023	625.00	0.001	53.00	57.28	196.98	1.65	0.51	3.17	0.53	6.01	4.50	6.50
Section 03	0.023	1051.43	0.001	53.00	60.17	273.46	4.55	0.75	3.84	0.54	7.83	5.83	7.95
Section 04	0.021	1197.00	0.001	68.00	83.69	326.30	3.90	0.69	3.67	0.53	8.36	6.22	8.50

IV.2.1.2 L'estimation financière des variantes :

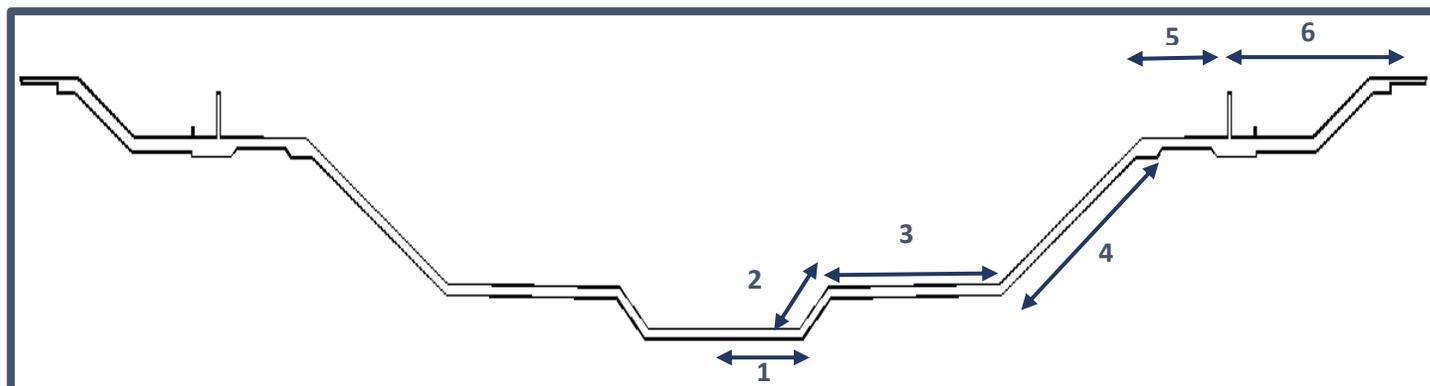


Figure IV.04 : répartition des surfaces des revêtements variante trapézoïdale

• Sous variante 01 :

Tableau IV.07 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 01)

Surface béton armé	1	1.62 m ²
	2	0.82 m ²
	3	3.51 m ²
	4	3.38 m ²
	5	3.79 m ²
	6	1.36 m ²

Tableau IV.08 : L'estimation financière (sous variante 01)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 028 583.26	350.00	360 004 139.92
Remblais	m ³	557 907.14	250.00	139 476 785.19
Béton armé N°3	m ³	110 771.42	28 000.00	3 101 599 782.40
				3 601 080 708.00

- **Sous variante 02 :**

Tableau IV.09 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 02)

Surface matelas reno colmaté par mastic de bitume	1	4.10	m ²
	2	2.07	m ²
	3	7.90	m ²
Surface béton armé	1	0.00	m ²
	2	0.00	m ²
	3	0.00	m ²
	4	4.03	m ²
	5	3.81	m ²
	6	1.36	m ²

Tableau IV.10 : L'estimation financière (sous variante 02)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 028 583.26	350.00	360 004 139.92
Remblais	m ³	557 907.14	250.00	139 476 785.19
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	107 634.94	12 000.00	1 291 619 246.40
Béton armé N°3	m ³	70 379.63	28 000.00	1 970 629 696.00
				3 761 729 868.85

- **Sous variante 03 :**

Tableau IV.11 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 03)

Surface matelas reno colmaté par mastic de bitume	1	0.00	m ²
	2	0.00	m ²
	3	8.27	m ²
Surface béton armé	4	4.03	m ²
	5	3.81	m ²
	6	1.36	m ²

Tableau IV.12 : L'estimation financière (sous variante 03)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 028 583.26	350.00	360 004 139.92
Remblais	m ³	557 907.14	250.00	139 476 785.19
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	63 265.17	12 000.00	759 182 030.40
Béton armé N°3	m ³	70 379.63	28 000.00	1 970 629 696.00
				3 229 292 652.29

• **Sous variante 04 :**

Tableau IV.13 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 04)

Surface béton armé	1	0.00	m ²
	2	0.00	m ²
	3	0.00	m ²
	4	4.03	m ²
	5	3.81	m ²
	6	1.36	m ²

Tableau IV.14 : L'estimation financière (sous variante 04)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 028 583.26	350.00	360 004 139.92
Remblais	m ³	557 907.14	250.00	139 476 785.19
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	-	12 000.00	-
Béton armé N°3	m ³	70 379.63	28 000.00	1 970 629 696.00
				2 470 110 621.25

• **Sous variante 05 :**

Tableau IV.15 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 05)

Surface matelas reno colmaté par mastic de bitume	1	4.10	m ²
	2	2.07	m ²
	3	8.89	m ²

	4	8.92	m ²
	5	3.88	m ²
Surface béton armé	5	1.30	m ²
	6	1.36	m ²

Tableau IV.16 : L'estimation financière (sous variante 05)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 028 583.26	350.00	360 004 139.92
Remblais	m ³	557 907.14	250.00	139 476 785.19
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	213 127.89	12 000.00	2 557 534 627.20
Béton armé N°3	m ³	20 348.89	28 000.00	569 769 020.80
				3 626 784 573.69

Sous variante 06 :

Tableau IV.17 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 06)

Surface matelas reno colmaté par mastic de bitume	1	0.00	m ²
	2	0.00	m ²
	3	0.00	m ²
	4	10.00	m ²
	5	3.88	m ²
Surface béton armé	5	1.30	m ²
	6	1.36	m ²

Tableau IV.18 : L'estimation financière (sous variante 06)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 028 583.26	350.00	360 004 139.92
Remblais	m ³	557 907.14	250.00	139 476 785.19
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	106 181.44	12 000.00	1 274 177 337.60
Béton armé N°3	m ³	20 348.89	28 000.00	569 769 020.80
				2 343 427 284.61

TableauIV.19 : Récapitulatif des variantes de la section trapézoïdale :

Variante	Type de revêtement	Calcul Hydraulique			Estimation
		Q _{max}	Débit évacué		
S-Var 01	Lit Min : Béton armé	1695.00	Q _{10ans}	✓	3 601 080 708.01 DZD
	Lit Maj : Béton armé		Q _{50ans}	✓	
			Q _{100ans}	✓	
S-Var 02	Lit Min : Matelas Reno	1475.00	Q _{10ans}	✓	3 761 729 868.85 DZD
	Lit Maj : Matelas Reno + Béton armé		Q _{50ans}	✓	
			Q _{100ans}	✓	
S-Var 03	Lit Min : Terrain naturel	1412.00	Q _{10ans}	✓	3 229 292 652.29 DZD
	Lit Maj : Matelas Reno + Béton armé		Q _{50ans}	✓	
			Q _{100ans}	✓	
S-Var 04	Lit Min : Terrain naturel	1326.00	Q _{10ans}	✓	2 470 110 621.25 DZD
	Lit Maj : Terrain naturel + Béton armé		Q _{50ans}	✓	
			Q _{100ans}	✓	
S-Var 05	Lit Min : Matelas Reno	1314.00	Q _{10ans}	✓	3 626 784 573.69 DZD
	Lit Maj : Matelas Reno		Q _{50ans}	✓	
			Q _{100ans}	✗	
S-Var 06	Lit Min : Terrain naturel	1197.00	Q _{10ans}	✓	2 343 427 284.61 DZD
	Lit Maj : Terrain naturel + Matelas Reno		Q _{50ans}	✓	
			Q _{100ans}	✗	

IV.2.2 Etude de la deuxième variante

Dans cette variante l'aménagement se réalise avec un canal de forme rectangulaire :

IV.2.2.1 Calcul hydraulique des paramètres de l'écoulement

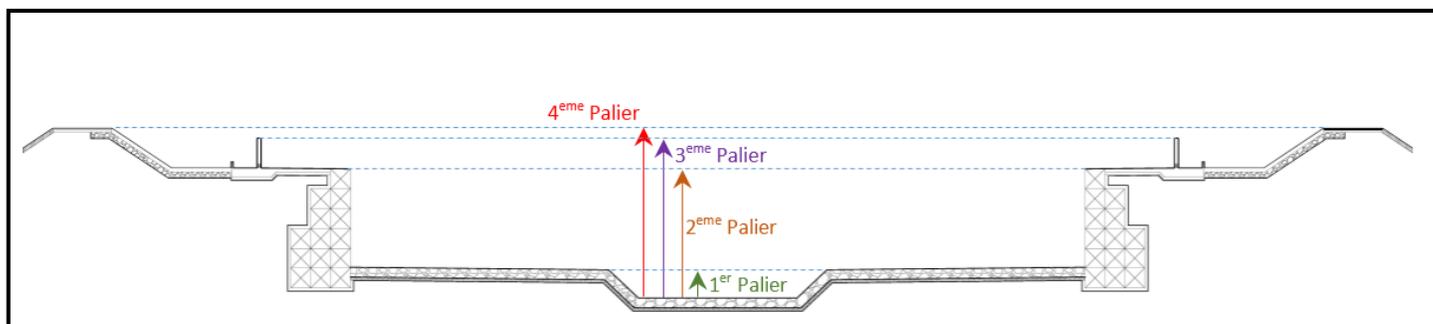


Figure IV.05 : répartition des section variante rectangulaire

Sous variante 01 :

Tableau IV.20 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 01)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.022	544.52	0.001	37.00	84.40	177.61	4.00	0.48	3.07	0.45	8.41	4.02	6.02
50 ans	0.022	891.76	0.001	46.00	86.77	250.30	4.72	0.65	3.56	0.49	9.92	5.11	7.71
100 ans	0.021	1318.88	0.001	61.00	90.76	349.78	5.85	0.72	3.77	0.50	11.76	6.27	9.18
Palier 01	0.025	14.41	0.001	37.00	38.47	18.53	0.48	0.03	0.78	0.35	0.98	0.67	1.62
Palier 02	0.025	648.50	0.001	37.00	48.24	199.15	4.13	0.54	3.26	0.45	5.84	4.27	6.50
Palier 03	0.023	988.20	0.001	46.00	60.18	266.71	4.43	0.70	3.71	0.49	7.37	5.29	7.97
Palier 04	0.022	1113.00	0.001	60.99	83.64	314.39	3.76	0.64	3.54	0.50	7.89	5.63	8.50

Sous variante 02 :

Tableau IV.21 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 02)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.019	544.52	0.001	37.00	83.66	160.45	3.76	0.59	3.39	0.52	8.41	4.02	5.55
50 ans	0.019	891.76	0.001	46.00	85.88	228.82	4.45	0.77	3.90	0.56	9.92	5.11	7.24
100 ans	0.019	1318.88	0.001	61.00	89.63	326.49	5.54	0.83	4.04	0.56	11.76	6.27	8.80
Palier 01	0.025	19.90	0.001	11.00	12.24	14.22	1.16	0.10	1.40	0.39	1.21	0.83	1.50
Palier 02	0.020	722.13	0.001	46.00	57.30	200.64	3.50	0.66	3.60	0.55	6.19	4.50	6.53
Palier 03	0.020	1113.36	0.001	46.00	60.01	262.94	4.38	0.91	4.23	0.57	7.89	5.63	7.88
Palier 04	0.019	1242.50	0.001	60.99	83.64	314.31	3.76	0.80	3.95	0.56	8.41	5.98	8.50

Sous variante 03 :

Tableau IV.22 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 03)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.019	544.52	0.001	37.00	83.15	153.65	3.68	0.64	3.54	0.56	8.41	4.02	5.37
50 ans	0.019	891.76	0.001	46.00	85.56	220.78	4.36	0.83	4.04	0.59	9.92	5.11	7.07
100 ans	0.019	1318.88	0.001	61.00	89.23	317.96	5.43	0.88	4.15	0.58	11.76	6.27	8.66
Palier 01	0.02	24.90	0.001	11.00	12.24	14.23	1.16	0.16	1.75	0.49	1.39	0.95	1.50
Palier 02	0.019	763.20	0.001	46.00	57.29	200.29	3.50	0.74	3.81	0.58	6.38	4.63	6.52
Palier 03	0.019	1167.10	0.001	46.00	59.94	261.41	4.36	1.02	4.46	0.60	8.11	5.77	7.85
Palier 04	0.019	1296.00	0.001	60.99	83.64	314.32	3.76	0.87	4.12	0.58	8.61	6.11	8.50

Sous variante 04 :

Tableau IV.23 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement (sous variante 04)

Données				Résultats									
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques				Hydrauliques					
(ans)	n	Q	I	Lm	Pm	Sm	Rh	V _{départ}	V	Fr	Esc	Hc	Hn
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
10 ans	0.019	544.52	0.001	37.00	83.15	153.65	3.68	0.64	3.54	0.56	8.41	4.02	5.37
50 ans	0.019	891.76	0.001	46.00	85.56	220.78	4.36	0.83	4.04	0.59	9.92	5.11	7.07
100 ans	0.019	1318.88	0.001	61.00	89.23	317.96	5.43	0.88	4.15	0.58	11.76	6.27	8.66
Palier 01	0.020	24.90	0.001	11.00	12.24	14.23	1.16	0.16	1.75	0.49	1.39	0.95	1.50
Palier 02	0.019	763.20	0.001	46.00	57.29	200.29	3.50	0.74	3.81	0.58	6.38	4.63	6.52
Palier 03	0.019	1167.10	0.001	46.00	59.94	261.41	4.36	1.02	4.46	0.60	8.11	5.77	7.85
Palier 04	0.019	1296.00	0.001	60.99	83.64	314.32	3.76	0.87	4.12	0.58	8.61	6.11	8.50

IV.2.2.2 L'estimation financière des variantes :

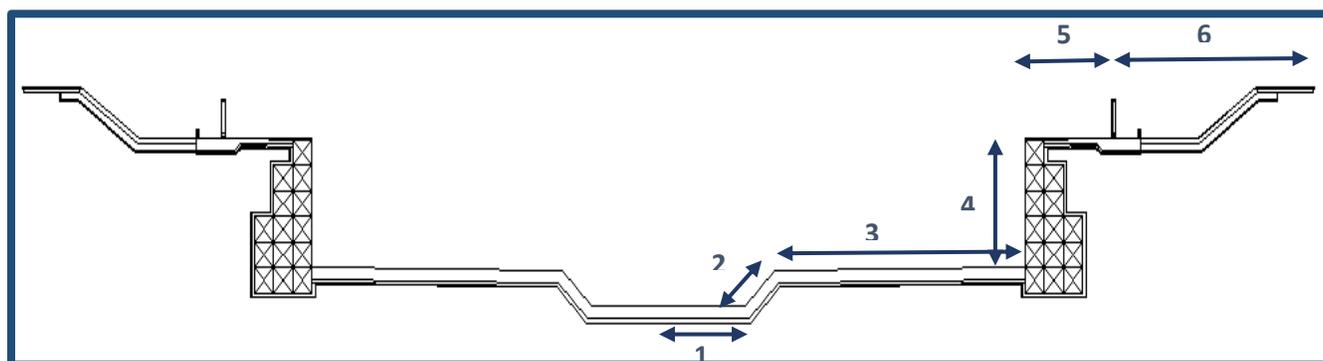


Figure IV.06 : répartition des surfaces des revêtements variante rectangulaire

Sous variante 01 :

Tableau IV.24 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 01)

Surface Caisse gabion	4	28.00 m ²
Surface béton armé	5	2.52 m ²
	6	1.26 m ²

Tableau IV.25 : L'estimation financière (sous variante 01)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 361 449.23	350.00	476 507 230.86
Remblais	m ³	507 808.74	250.00	126 952 184.60
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	-	12 000.00	-
Caisse de gabion	m ³	214 198.88	9 500.00	2 034 889 360.00
				2 638 348 775.00

Sous variante 02 :

Tableau IV.26 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 02)

Surface matelas reno colmaté par mastic de bitume	1	0 m ²
	2	0 m ²
	3	13.27 m ²
Surface Caisse gabion	4	28.00 m ²
Surface béton armé	5	2.52 m ²
	6	1.26 m ²

Tableau IV.27 : L'estimation financière (sous variante 02)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 361 449.23	350.00	476 507 230.86
Remblais	m ³	507 808.74	250.00	126 952 184.60
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	101 514.97	12 000.00	1 218 179 630.40
Caisse de gabion	m ³	214 198.88	9 500.00	2 034 889 360.00

3 856 528 406.00

Sous variante 03 :

Tableau IV.28 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 03)

Surface matelas reno colmaté par mastic de bitume	1	4.1	m ²
	2	2.07	m ²
	3	12.9	m ²
Surface Caisse gabion	4	28.00	m ²
Surface béton armé	5	2.52	m ²
	6	1.26	m ²

Tableau IV.29 : L'estimation financière (sous variante 03)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 361 449.23	350.00	476 507 230.86
Remblais	m ³	507 808.74	250.00	126 952 184.60
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	145 884.74	12 000.00	1 750 616 846.40
Caisse de gabion	m ³	214 198.88	9 500.00	2 034 889 360.00
				4 388 965 622.00

Sous variante 04 :

Tableau IV.30 : récapitulatif des surfaces des revêtements (sous variante 04)

Surface matelas Reno colmaté par mastic de bitume	1	4.1	m ²
	2	2.07	m ²
	3	12.9	m ²
Surface Caisse gabion	4	28.00	m ²
Surface béton armé	4	2.40	m ²
	5	2.52	m ²
	6	1.26	m ²

Tableau IV.31 : L'estimation financière (sous variante 04)

DESIGNATION DES OUVRAGES	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant total
Déblais	m ³	1 361 449.23	350.00	476 507 230.86
Remblais	m ³	507 808.74	250.00	126 952 184.60
Matelas Reno colmaté par mastic de bitume	m ³	145 884.74	12 000.00	1 750 616 846.40
Caisse de gabion	m ³	214 198.88	9 500.00	2 034 889 360.00
Béton armé N°3	m ³	47 276.75	28 000.00	1 323 749 078.40
				5 712 714 700.00

Tableau IV.32 : Récapitulatif des variantes de la section Rectangulaire :

Variante	Type de revêtement	Calcul Hydraulique		Estimation financière	
		Q _{max}	Débit évacué		
Var 01	Lit Min : Terrain naturel	1113.00	Q _{10ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	2 638 348 775.80 DZD
	Lit Maj : Terrain naturel + Caisse de gabion + Béton armé		Q _{50ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	
			Q _{100ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	
Var 02	Lit Min : Terrain naturel	1242.50	Q _{10ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	3 856 528 406.96 DZD
	Lit Maj : Matelas Reno + Caisse de gabion + Béton armé		Q _{50ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	
			Q _{100ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	
Var 03	Lit Min : Matelas Reno	1296.00	Q _{10ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	4 388 965 622.64 DZD
	Lit Maj : Matelas Reno + Caisse de gabion + Béton armé		Q _{50ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	
			Q _{100ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	
Var 04	Lit Min : Matelas Reno	1296.00	Q _{10ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	5 712 714 700.68DZD
	Lit Maj : Matelas Reno + Caisse de gabion + Béton armé		Q _{50ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	
			Q _{100ans}	<input checked="" type="checkbox"/>	

IV.3 Choix de la variante du projet

Pour l'oued Chelif on va choisir la variante N°1 sous variante 04, constitué par un canal trapézoïdale avec revêtement en béton armé N°03 leur coût est acceptable par rapport les autres variantes, elle nécessite la disponibilité de la matière locale et une main-d'œuvre qualifiée, par contre un canal en béton présente une durée de vie plus importante, une forme étroite bien adopté à la ville, des caractéristiques hydrauliques meilleurs, une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection.

Conclusion

L'étude technico-économique nous a permis de sélectionner la meilleure variante, afin de protéger les localités de la ville de CHLEF contre les inondations et assurer une évacuation rapide du flux de la crue vers l'exutoire, avec la préservation des conditions naturelles, sociologiques de la zone d'étude, on a choisit comme variante un canal trapezoidale sans revêtement dans le lit mineur et avec revetement en béton armé N°03 dans le mit majeur.

Chapitre V: Calcul Hydraulique

Dans le présent chapitre nous entamons une étude détaillée de la variante choisit, afin de mettre en clair tous les paramètres géométriques ainsi les paramètres hydrauliques

Le concept de protection de notre zone d'étude, est basé sur la crue centennale avec un débit $Q=1318.88 \text{ m}^3/\text{s}$, Le calcul hydraulique se fait par l'utilisation des formules de l'hydraulique classique de l'écoulement à surface libre.

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

Les écoulements à surface libre, peuvent être permanent [toutes les propriétés de l'écoulement sont constantes dans le temps] ou non permanent [dont l'une des propriétés est variable dans le temps]. Un écoulement permanent peut-être uniforme [toutes les propriétés géométrique et hydraulique restent constantes sur une longue distance le long de l'écoulement], variant graduellement [La profondeur et la vitesse de l'écoulement varient graduellement le long de l'écoulement] ou variant brusquement [la vitesse et la profondeur varient d'une manière sensible sur une courte distance.

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

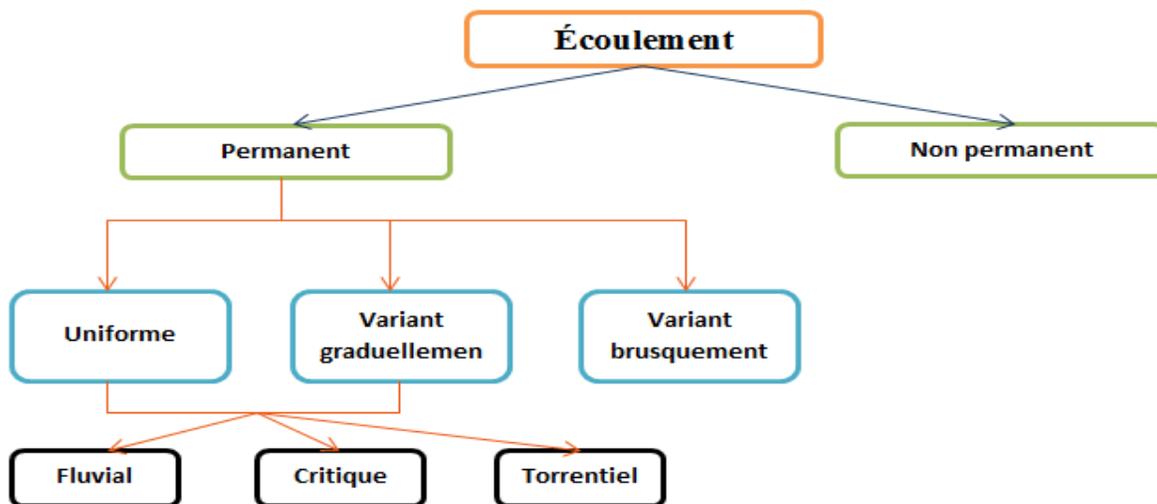


Figure V.01 : Classification des écoulements [Source : (BENNIS ; 2009)]

V.1 Généralités

V.1.1 Ecoulement 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.

V.1.2 Canaux à ciel ouvert

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

La section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale.

V.1.3 Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux naturels,
- 2) Canaux artificiels,

V.1.3.1 Les canaux naturels

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

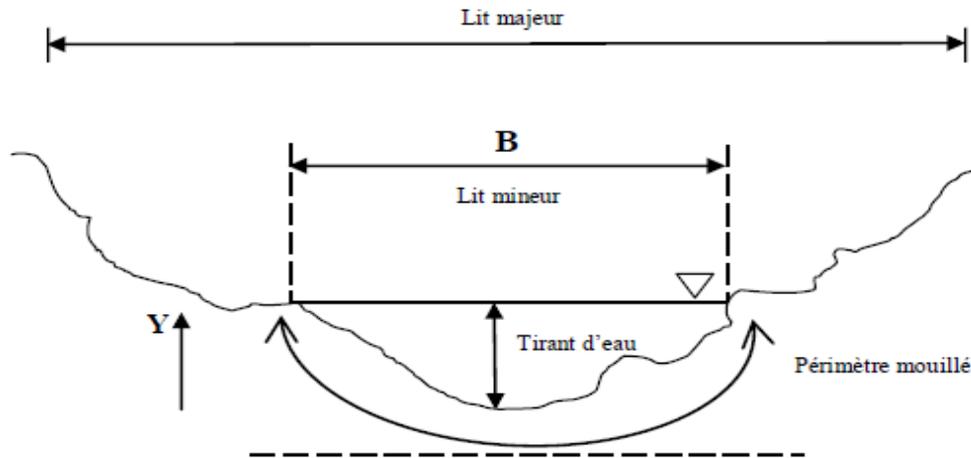


Figure V.02 : Canal naturel

1) Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

2) 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.

3) 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.

4) Tirant d'eau

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

V.1.3.2 Les canaux artificiels

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

V.1.4 Types d'écoulements

V.1.4.1 Variabilité dans le temps**1) Ecoulement permanent**

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

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

2) Ecoulement non permanent

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

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

V.1.4.2 Variabilité dans l'espace**1) Régime uniforme**

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

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0$$

2) Régime non uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0$$

- **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.

V.1.5 Conditions de l'écoulement uniforme

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

V.2 Les paramètres géométriques

Pour choisir les dimensions et la pente d'un canal en fonction d'écoulement spécifié, on admet que l'écoulement est uniforme.

Pour effectuer l'écoulement on dispose de deux équations :

- L'équation de calcul du débit $Q = V * S$.
- L'équation de Manning

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

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

[Saad BENNIS].

La hauteur du canal est égale à la hauteur de l'eau « profondeur normal », en l'ajoute la marge de sécurité prise dans notre étude à 0.5 m selon les hauteurs d'eau calculées.

V.2.1 La pente d'un canal

On définit la pente d'un canal comme étant la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport l'horizontale. Comme cet angle est généralement très petit la pente est, en pratique, numériquement égal à l'angle donne en radians.

Après le choix de la pente du canal. Dans un régime permanent uniforme on la considère égale à la pente de la ligne de l'énergie.

V.2.2 Profondeur ou tirant d'eau

On appelle profondeur d'eau la hauteur au-dessus du point le plus bas de la section perpendiculaire à l'écoulement. On la note souvent par h ou y . Lorsque l'écoulement est uniforme cette profondeur s'appelle la profondeur normale, pour la calculer on dispose de plusieurs formules à savoir :

- Méthode graphique.
- Méthode itérative.

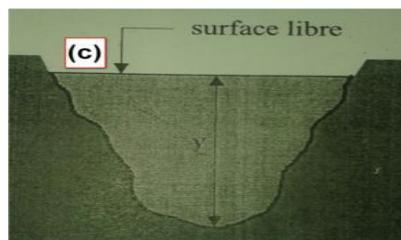


Figure V.03 : Tirant d'eau [Source : Saad BENNIS]

A un débit donné, h_n est appelée profondeur normale, une fois fixées la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . La détermination de la profondeur h_n .

V.2.3 Section mouillée

On appelle section mouillée d'un canal la portion de la section du canal limitée par Les parois du canal et la surface libre (Figure VI.4 [a]).

$$S_m = (b + my) * y$$

Avec :

S_m : Section mouillée.

b : La largeur inférieure du canal (m).

m : Fruit du talus.

y : Profondeur normale (m).

V.2.4 Périmètre mouillé

On appelle périmètre mouillé d'un canal, le périmètre de la section mouille qui inclut les parois solides mais ne comprend pas la surface libre (figure VI.4(b)).

$$P_m = b + 2 * y \sqrt{1 + m^2}$$

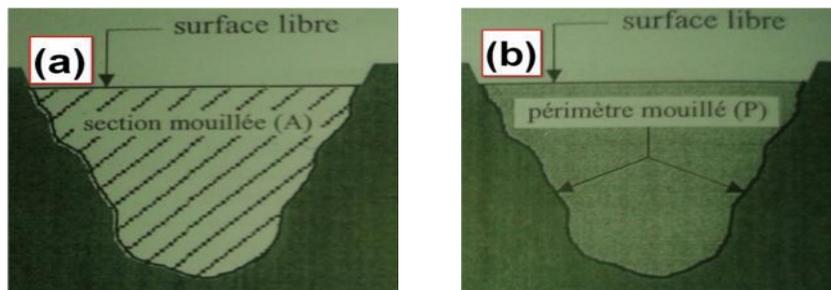


Figure V.04 : Section mouillée (a) et périmètre mouillée (b). Source : Saad BENNIS

V.2.5 Rayon hydraulique

On appelle rayon hydraulique le quotient de l'aire de la section mouille S_m et du périmètre mouillé P_m :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}$$

V.2.6 La largeur au miroir

Représente la largeur de la section mouillée à la surface libre, on la note généralement par B .

La connaissance de cette largeur nous permet de renseigner sur la répercussion de la variante d'aménagement sur le risque d'aménagement.

$$B = b + 2 * m * h$$

V.3 Paramètres hydrauliques

Pour calculer les paramètres hydrauliques (Profondeur d'eau, profondeur critique, profondeur de la ligne d'énergie, vitesse d'écoulement, nombre du Fraude) de l'oued Chelif. On fait la résolution de l'équation pour un régime uniforme graduellement varia on distingue pour cela deux méthodes :

- Méthode indirecte d'intégration numérique pour les canaux prismatique.
- Méthode pour les canaux non prismatique.

Pour des résultats plus exacts, on utilise la deuxième méthode.

V.3.1 Méthode pour les canaux non prismatique

Notre objectif est la détermination de la profondeur du tirant d'eau en différentes positions, qui ne servent de points d'interpolation dans la procédure appelée « calcul de courbe de remous », pour obtenir la ligne d'eau ainsi la ligne d'énergie.

L'équation de Bernoulli entre deux sections (1) et (2) s'écrit :

$$y_1 + \alpha_1 \frac{Q^2}{2gA_1^2} + S_0 \Delta x = y_2 + \alpha_2 \frac{Q^2}{2gA_2^2} + S_f \Delta x + h_s$$

Avec :

h_s : Étant la perte de charge singulière due aux changements de section ou de la direction.

En général, quand l'écoulement est torrentiel, on doit calculer, les profondeurs d'eaux d'allant de l'amont vers l'aval. Quand l'écoulement est fluvial, on doit procéder de l'aval vers l'amont comme suite, en posant : $y_2 = y_{ref}$

1. Attribuer une valeur à y_1 .

2. Utiliser y_1 et y_2 pour calculer A_1 , A_2 , h_s , S_{f1} et S_{f2} à l'aide de l'équation de Manning, puis $S_f = (S_{f1} + S_{f2})/2$.

3. Si l'équation de Bernoulli est vérifiée à une tolérance près, on arrête les calculs ; sinon, on modifie y_1 et on recommence à l'étape 2.

Quand l'écoulement est torrentiel, la procédure est similaire en partant de la Profondeur y_1 qui doit être connue.

Il s'agit, bien évidemment, de calculs itératifs qui sont intégrés dans des logiciels tels que HEC-RAS (U.S. Army, 1995).

N.B : dans nos calculs, on suppose un régime d'écoulement mixte, pour cela on doit connaître la profondeur amont et aval simultanément.

V.3.2 Profondeur critique

La profondeur critique h_c est une profondeur qui correspond à une charge spécifique minimale h_s . Pour la calculer on utilise la méthode itérative, dont la procédure est la suivante :

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

$$Fr = \frac{B * Q^2}{g * A^3} = 1$$

Nous remplaçons respectivement B et A par leurs formules, on aura :

$$\frac{(b+2*m*y_c)*Q^2}{g*y_c^3 (b+m*y_c)^3} = 1)$$

On connaît b, m, g, Q et on attribue des valeurs à y_c pour assurer l'égalité de la relation.

V.3.3 Calcul de la vitesse d'écoulement

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

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S_f}$$

Avec :

S_f = La pente de la ligne d'énergie.

V.3.4 Nombre du Fraude

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

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$$

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

- Écoulement fluvial $Fr < 1 \Rightarrow hcr < hn$.
- Écoulement torrentiel $Fr > 1 \Rightarrow hcr > hn$.
- Écoulement critique $Fr = Fr_c = 1 \Rightarrow hcr = hn$.

V.3.5 Différentes formes de courbe de remous

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

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S.C.\sqrt{R_h} = K.$$

$$S_n.C_n.\sqrt{R_h} = K_n.$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

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

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B}.$$

Avec :

$J_f = i =$ pente de fond

D'autre part :

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

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

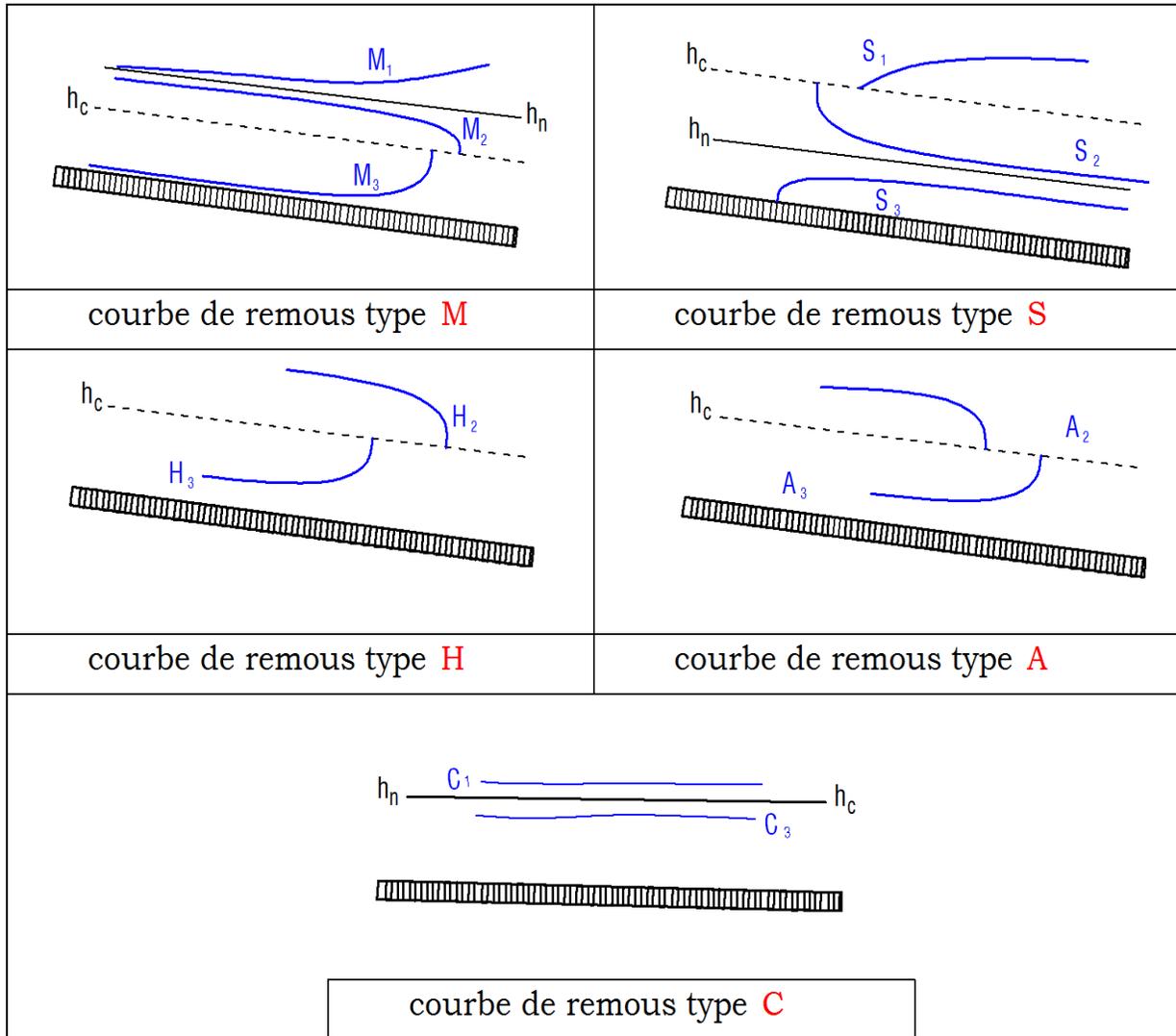


Figure V.05 : Différentes formes de courbes de remous

V.4 Calcul des paramètres géométrique et hydraulique

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.01 : récapitulatif des paramètres de l'écoulement

Données				Résultats								
Période de retour	Rugosité	Débit	Pente	Géométriques		Hydrauliques						
(ans)	n	Q	I	Lm	Sm	V	Fr	Esc	Hc	Hn	Eclmt	Remous
		(m ³ /s)	(m/m)	(m)	(m ²)	(m/s)		(m)	(m)	(m)		
100 ans	0.019	1318.88	0.001	67.97	325.37	4.05	0.59	11.53	6.87	8.59	Fluvial	M2
Palier 01	0.025	16.70	0.001	10.70	12.63	1.32	0.39	1.08	0.74	1.35	Fluvial	M2
Palier 02	0.020	718.60	0.001	53.00	199.67	3.60	0.59	6.45	4.82	6.55	Fluvial	M2
Palier 03	0.020	1173.00	0.001	53.00	270.82	4.33	0.61	8.28	6.16	7.90	Fluvial	M2
Palier 04	0.019	1326.00	0.001	68.00	326.39	4.06	0.59	8.78	6.78	8.50	Fluvial	M2

V.5 Aménagement écologique du tronçon amont de l'oued Chelif

Pour protéger l'oued dans son ensemble, nous avons opté pour les techniques suivantes :

- La restauration de la rivière.
- Talutage des berges.
- Plantation sur les rives.
- Drainage

V.5.1 Restauration de la rivière

Une restauration est une action de traitement généralisé de la végétation du lit accompagnée de travaux ponctuels donnant une capacité homogène à un tronçon.

La restauration de l'oued Chelif comporte les activités suivantes :

V.5.1.1 Une activité de nettoyage

Pour éliminer les déchets domestiques accumulés dans la rivière (Pneu, Bouteilles, matériaux métalliques et Caisses de plastiques).

V.5.1.2 Démantèlement des embâcles

Le cycle de vie d'une forêt mène à un rassemblement de diverses espèces d'arbres très importantes pour les écosystèmes tout comme pour la rivière. Les poissons profitent de l'ombre créée par les arbres présents sur la bande riveraine puisque la température de l'eau y est plus adéquate pour la vie aquatique. Les arbres sur la berge évitent l'accumulation de sédiments et de polluants dans la rivière. En effet, ils réduisent le ruissellement de l'eau et augmentent l'infiltration

de l'eau à l'aide de leur système racinaire. Leur présence au niveau de la zone riveraine est très bénéfique pour le cours d'eau. Toutefois, lors de la chute d'un arbre, l'accumulation de débris (branches, déchets, sédiments) peut s'avérer rapidement nuisible.



Figure V.06 : Formation d'embâcles par l'accumulation des débris.

Les arbres de rives qui sont âgés deviennent plus fragiles, alors on doit les tronçonner afin de minimiser le risque de se tomber dans la rivière en période de crue.

V.5.1.3 Terrassement des tronçons rétrécis

Cette opération a pour but l'élargissement de la section de l'écoulement, amélioration des paramètres de l'écoulement suite à une amélioration des paramètres hydraulique, en évitant les affouillements localisés.

V.5.2 Talutage des berges

Cette opération consiste au terrassement des berges, pour obtenir une pente douce qui favorise l'ensemencement et diminue le risque de glissement.

V.5.3 Plantation sur les rives

V.5.3.1 Description et conception

La plantation est une technique simple de protection des berges par la mise en terre des arbres ou des végétaux enracinés. Il est nécessaire de respecter l'ordre naturel des successions végétales sur la berge, la distribution géographique et spatiale de chaque espèce, les besoins physiologiques de chaque espèce. Le choix des espèces doit se faire parmi les essences autochtones (régions, type de substrat, altitude, etc.).

Le reboisement des rives de tronçon amont de l'oued Chelif sera pour protéger le milieu contre le glissement et l'érosion, et créer un paysage, pour redonner un ombrage au cours d'eau et pour créer un espace tampon entre l'eau et les cultures afin de réduire les transferts de nutriment

V.5.3.2 Choix des espèces

Les espèces proposées dans le cadre de cette étude sont le merisier pour la rive gauche et le chêne liège pour la rive droite. Ces deux espèces sont conseillées pour fixer les rives et berges, et ont un intérêt économique dont le premier est caractérisé par un bois précieux et le deuxième on exploite leur liège.

V.5.4 Drainage :

On ajout un Caisse de gabion au pied de rive pour assurer un drainage naturel et pour le drainage artificiel on ajoute un orifice 150mm au pied de mur de protection chaque 20m.

V.6 Les ouvrages d'entrés

Le rôle de l'ouvrage d'entrée en béton, projeté en amont de chaque canal d'aménagement permet la collecte et la direction des eaux de chaque oued vers leur canal.

La longueur de l'ouvrage d'entrée devra être au moins égale à la différence des deux largeurs (L et l).

Le principe de dimensionnement des convergents est comme suit :

Si (L) est la largeur en gueule de la plus grande section et (l) celle de la plus petite, la longueur de l'ouvrage d'entrée sera égale au moins ($L - l$)

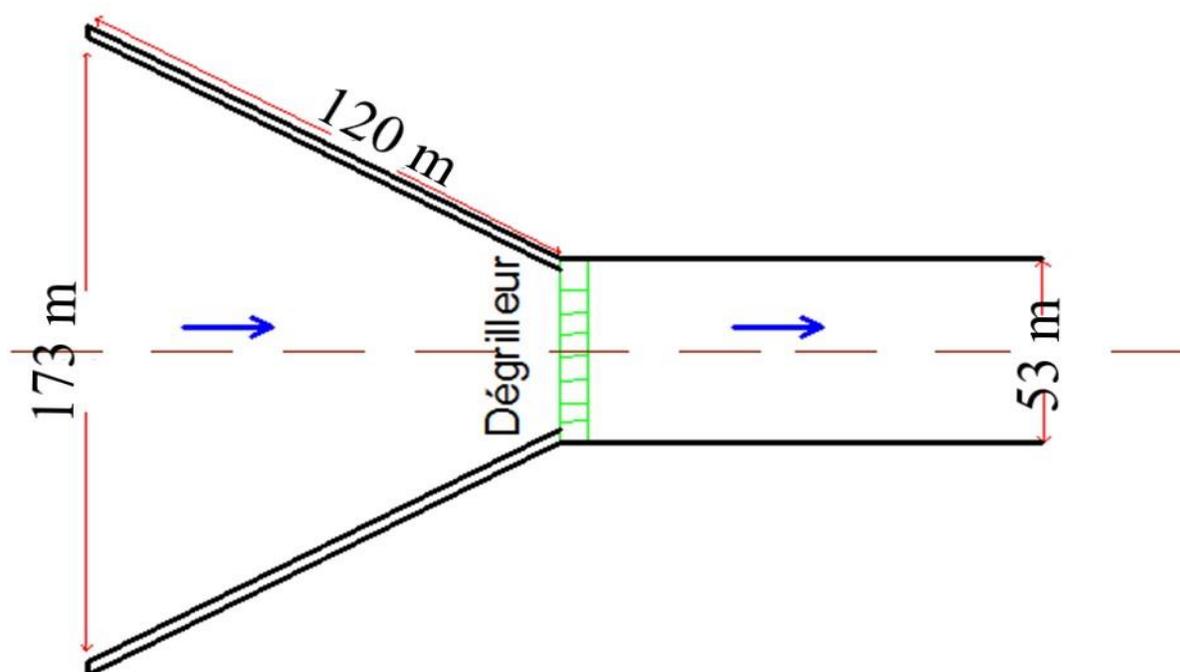


Figure V.07 : coupe type de l'ouvrage d'entrée de l'oued Chelif avec ses dimensions

Conclusion

Le dimensionnement a été établi en tenant compte des différentes contraintes présentes. Nous avons un écoulement fluvial majoritaire le long de canal d'aménagement, caractérisé par des hauteurs supérieures à la hauteur critique et des vitesses acceptables, qui vont permettre l'évacuation suffisante de la crue.

Chapitre VI: Organisation de chantier

L'organisation de chantier est une démarche visant à gérer de bout en bout pour le bon déroulement d'un projet. Elle nous permet d'avoir une idée sur le coût et le délai de réalisation de notre projet, en basant sur des calculs qui consistent à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspond.

D'autres parts l'organisation de chantier permet d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur les coûts du projet et son délai d'exécution.

Le but de ce chapitre est de faire une organisation de chantier de projet d'aménagement de l'oued Chelif pour protéger la ville de CHLEF contre les inondations.

VI.1 Généralités

VI.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

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

Tableau VI.01 : Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Personne à intervenir	Leur rôle
Le maitre 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 maitre d'œuvre	C'est une personne physique ou morale désignée par le maitre 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 maitre d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux.

VI.1.2 Les moyens de chantier

VI.1.2.1 Les moyens humains

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

VI.1.2.2 Les moyens matériels

On distingue le matériel général de terrassement et le matériel de bétonnage.

VI.1.2.3 Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins suivants :

1) Pelle mécanique

Engin de terrassement qui convient à tous les types de terrain, dont le rôle est exécution des déblais.



Figure VI.01: Pelle à chenilles avec godet à position rétro.

2) Le dozer :

C'est un engin de terrassement dont le rôle est défrichage, déplier les obstacles, nettoyage de l'oued, comblai les trous et de tresser les talus.



Figure VI.02: Dozer

3) Chargeur à pneu ou à chenilles :

Se sont des tracteurs sur les quelles on monte à l'avant deux bras articulés actionnés par des vérins et portant un godet.



Figure VI.03: chargeur pneumatique

4) Camion à benne :

Se sont des véhicules lourds porteurs et tracteurs de terre et de marchandises.



Figure VI.04: camion à benne

VI.1.2.4 Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières, ce sont des machines servant à malaxer les différents constituants du béton (ciment, sable, gravier, eau) nécessaire pour la construction des canaux en béton.



Figure VI.05: bétonneuse.

VI.1.3 Installation du chantier

VI.1.3.1 Installations destinées au personnel

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

VI.1.3.2 Installation destinée au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyant un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquement, hangars...).

VI.2 Succession des opérations du chantier

VI.2.1 Travaux préparatoires

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

VI.2.2 Exécution de l'ouvrage

Ils consistent essentiellement en :

- 1) Le piquetage d'implantation pour le terrassement.
- 2) L'exécution des déblais et des remblais.
- 3) Exécution de la couche du béton de propreté d = 10 cm.
- 4) Exécution de béton armé (Pour le lit majeur seulement)..
 - ✓ Ferrailage des parois.
 - ✓ Coffrage des parois.
 - ✓ Bétonnage des parois.
 - ✓ Décoffrage des parois.
- 5) Réalisation de la pierre maçonnerie.
- 6) Exécution des deux ouvrages d'entrées en béton armé.

VI.3 Détermination des différents volumes

VI.3.1 Volume des déblais des tranchés

Le volume de déblai est donné directement par le logiciel COVADIS, pour chaque tronçon compris entre deux sections transversales.

VI.3.2 Volumes des remblais des tranchés

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

VI.3.3 Volume du lit de béton propreté

$$V_{bp} = d_{dp} * L * b_{radier} \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

- V_{bp} : Volume du béton de propreté (m³).
- d_{dp} : épaisseur de la couche de béton de propreté (= 10 cm).
- b_{radier} : Largeur de radier (m).
- L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.3.4 Volume du béton armé

VI.3.4.1 Pour les canaux

$$V_{B.A} = d_{B.A} * l * (P_{exte} + P_{inte})/2 \dots \dots \dots (VII.7)$$

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_{exte} : Périmètre extérieur du canal trapézoïdal (m).
- P_{inte} : Périmètre intérieur du canal trapézoïdal (m).

VI.3.4.2 Pour l'ouvrage d'entrée

$$V_{lg} = [(B + b) * h]/2 * d_{B.A} \dots \dots \dots (VII.9)$$

VI.3.5 Volume du gravier 15÷30 mm

$$V_{g15-30} = d_{g15-30} * L * b_{radier} \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

- V_{g15-30} : Volume du gravier 15÷30 mm (m³).

d_{g15-30} : épaisseur de la couche de gravier 15÷30 mm (= 5 cm).

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

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.3.6 Volume du gravier 5÷15 mm

$$V_{g5-15} = d_{g5-15} * L * b_{radier} \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

V_{g15-30} : Volume du gravier 5÷15 (m^3).

d_{g15-30} : épaisseur de la couche de gravier 5÷15 mm (= 10 cm).

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

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.3.7 Volume de gabionnage :

$$V_{gabionnage} = 2 * d_{sac \ de \ gabion} * L \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

$V_{gabionnage}$: Volume de gabionnage (m^3).

$d_{Caisse \ de \ gabion}$: dimension de Caisse de gabion (1.6m*1.6m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.3.8 Volume du matelas Reno

$$V_{mR} = d_{mR} * L * b_{radier} \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

V_{mR} : Volume du matelas Reno (m^3).

d_{mR} : épaisseur de la couche de matelas Reno (= 30 cm).

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

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.3.9 Surface du géotextile

$$S_g = * L * b_{radier} \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

S_g : Surface du géotextile (m^2).

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

L : Longueur totale de la tranchée (m).

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des calculs des différents volumes des matériaux à utiliser dans la conception des ouvrages constituent le projet.

Tableau VI.02 : Volume des travaux de l'oued Chelif

Désignation des travaux	Unité	Quantité
Travaux de terrassements		
Exécution de déblai	m ³	1,028,583.26
Exécution de remblai	m ³	557,907.14
Travaux des lits		
Tapis de géotextile	m ²	373,777.05
Lit de gravier (15/30mm)	m ³	16,906.41
Lit de béton de propreté	m ³	24,938.87
Lit de gravier (14/25 mm)	m ³	4,589.98
Matelas Reno	m ³	35,189.82
Travaux de béton armé		
Béton armé N°3	m ³	70,379.63
Gabionnage		
Caisse de gabion	m ³	39,168.82
Gazonnage		
Terre végétale gazonné	m ³	20,272.39

Tableau VI.03 : Le devis des différents travaux de l'oued Chelif

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement				
Exécution de déblai	m ³	1,028,583.26	350.00	360,004,139.92
Exécution de remblai	m ³	557,907.14	250.00	139,476,785.19
Travaux des lits				
Tapis de géotextile	m ²	373,777.05	200.00	74,755,409.12
Lit de gravier (15/30mm)	m ³	16,906.41	1,200.00	20,287,693.92
Lit de béton de propreté	m ³	24,938.87	6,000.00	149,633,217.60
Lit de gravier (14/25 mm)	m ³	4,589.98	950.00	4,360,477.20
Matelas Reno	m ³	35,189.82	9,000.00	316,708,344.00
Travaux de béton armé				
Béton armé N°3	m ³	70,379.63	28,000.00	1,970,629,696.00
Gabionnage				
Caisse de gabion	m ³	39,168.82	9,000.00	352,510,156.80
Gazonnage				
Terre végétale gazonné	m ³	20,272.39	950.00	19,258,774.30
Montant HT				3,407,624,694.05
TVA 17%				579,296,198.00
Total TTC				3,986,920,892.04

Le cout total du projet est :

En chiffres : **3,986,920,892.04 DZD**

En lettres : **Trois Milliard Neuf Cent Quatre-vingts Six Million Neuf Cent Vingt Mille huit Cent Quatre-vingt-Douze Dinar Algérien et Quatre Centimes**

VI.4 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 :

VI.4.1 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.

VI.4.2 Décomposition de projet en taches

Dans cette étape le projet sera décomposé en opérations.

VI.4.3 Prévoir la relation entre les opérations

Les relations entre ces opérations peuvent êtres logiques ou préférentielles.

VI.4.4 Attribution des durées

Le temps de réalisation de chaque tâche sera calculé par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{N \cdot R} \dots \dots \dots (VII.12)$$

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.

VI.4.5 Construction de réseau

Il existe deux principales méthodes de planification :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau.

✓ Méthodes basées sur le graphique.

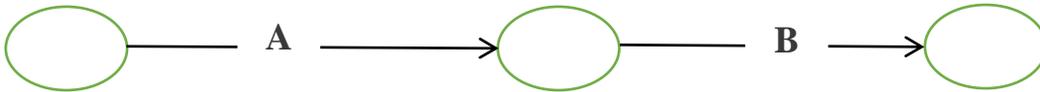
VI.4.5.1 Méthodes basées sur le réseau

1) 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 :

a. 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).

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.

VI.4.5.2 Différentes méthodes basées sur le réseau

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.**

VI.4.5.3 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 allé on a $\begin{cases} DFP_i = DCP_i + T_i. \\ DFP_i = DCP_j. \end{cases}$

Pour la dernière cellule on procède ainsi $\begin{cases} DCPP = DCP. \\ DFPP = DFP. \end{cases}$

VI.4.5.4 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 :

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

VI.5 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 VI.04 : Temps de réalisation de chaque tâche.

Opérations	Travaux	Quantité en (m³)	Rendement pratique/h	Temps d'exécution (h)
A	Exécution des déblais	1,028,583.26	200	5143
B	Exécution des remblais	557,907.14	200	2790
C	Exécution de géotextile (m ²)	373,777.05	500	748
D	Exécution de lit de gravier	21,496.39	50	430
E	Exécution de lit du béton de propreté.	24,938.87	40	624
F	Exécution de matelas Reno	35,189.82	50	704
G	Exécution de béton armé	70,379.63	20	3519
H	Exécution de gabionnage	39,168.82	50	784
I	Exécution de gazonnage	20,272.39	40	507

N.B : La norme de travail est 8 heures par jours.

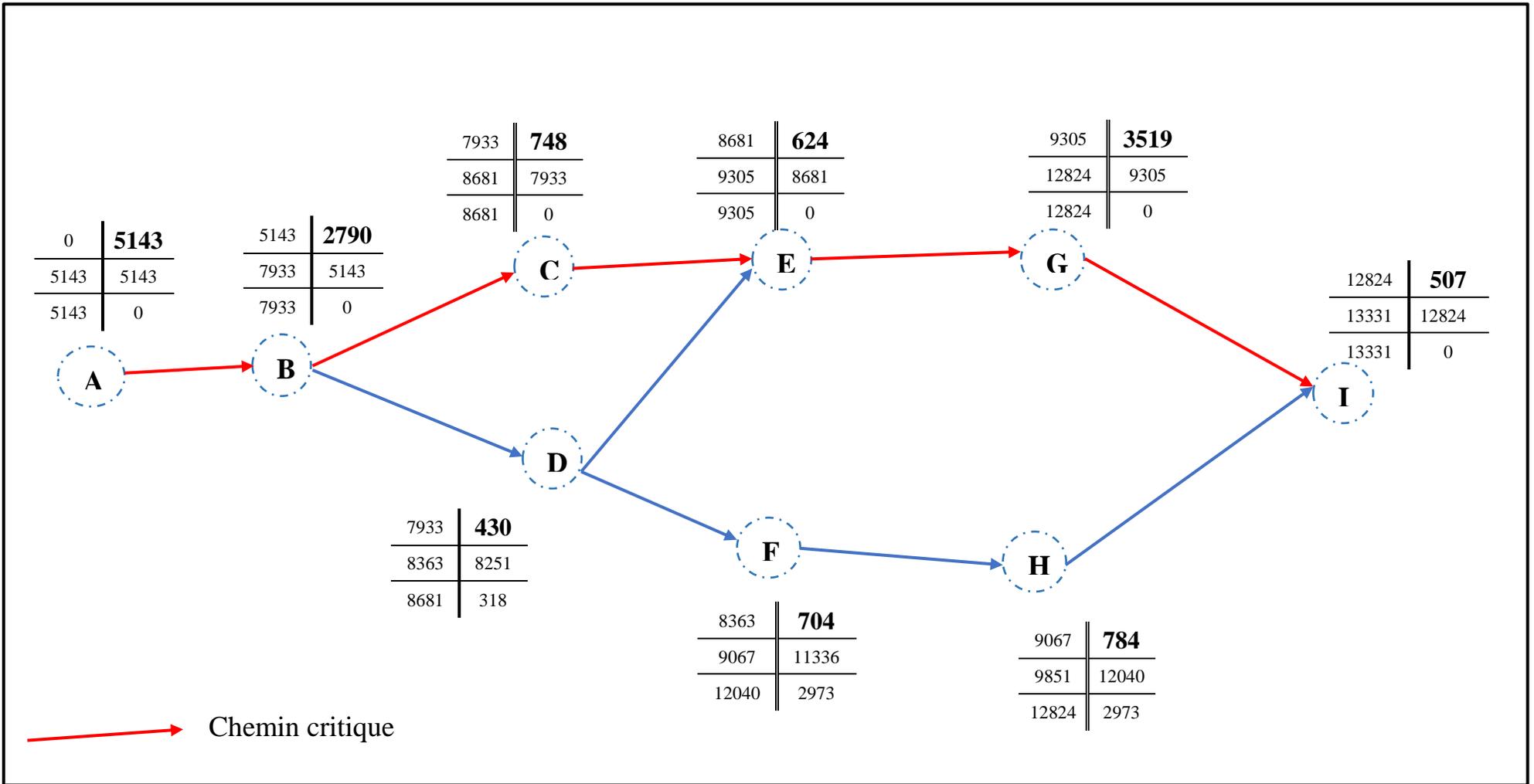


Figure VI.06 : réseau à nœud du projet d'aménagement

La durée totale du projet est de : **4 ans 6 mois et 27 jours.**

Conclusion

D'après ce travail on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'exécution du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que son temps de réalisation.

Conclusion générale

Au terme de ce modeste travail, nous avons pu saisir l'importance des inondations et leurs incidences sur la vie des riverains en général. En outre, nous avons pu contribuer à l'étude de protection contre les inondations de la ville de Chlef située dans la wilaya de CHLEF.

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

Afin de bien comprendre un tel phénomène et vu la grandeur et la complexité de déterminer le débit de dimensionnement et de protéger la ville, nous étions amenés à suivre les étapes ci-dessous :

- Présentation de l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, climatiques et hydrologiques du bassin versant de l'Oued Baar suivi par une synthèse des inondations les plus dévastatrices en Algérie.
- Une bonne connaissance de l'état des lieux et connaître le régime hydraulique ainsi les caractéristiques géométriques et hydrauliques de l'écoulement qui correspondent à la crue de projet. On a procédé à un diagnostic du terrain, et une simulation de l'état naturel de l'oued à l'aide de logiciel (HEC-RAS) en passant par l'usage de logiciel COVADIS 10.0 qui génère la géométrie de l'oued Chelif à partir d'un modèle numérique du terrain.
- Etude des plusieurs variantes proposées pour protéger la ville contre les inondations seront aménagés en s'inspirant des techniques génie-biologiques afin de maintenir leur caractère naturel et leur rôle écologique.

Cette variante regroupe les techniques suivantes :

- La restauration de la rivière.
- Talutage des berges.
- Plantation sur les rives.
- Drainage

- Après l'étude technico économique nous avons retenu un canal trapézoïdal mixte sur une longueur de 7650 m est soumise à une étude détaillée.

En fin l'étude financière du projet, le cout total de celui-ci est estimé à **3,986,920,892.04** DA, Tandis que la planification des travaux est estimée en utilisant la méthode CPM dont la durée est de 4 ans , 6 mois et 27 jours pour un enchainement de travaux en série.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CEMAGREF. (2004) Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

Chow, V.T., 1959. Open Channel Hydraulics, McGraw - Hill Book Co. Inc., New York.

Degoutte, G., 2006. Aide mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

Graf, W., Altinakar, M. S., 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Laborde J.P., 2003. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

Musy, A., Higy, C., 1998. Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Touaïbia, B., 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

Saidi, A. (1991) Erosion spécifique et prévision de l'envasement. In: Colloque sur l'érosion des sols et l'envasement des barrages (Alger, décembre 1991), 204-226. Publ. Agence Nationale des ressources hydrauliques. Alger.

SAIDI, H., (2011) Impact des changements climatiques sur le régime des cours d'eau – Cas du bassin versant de l'Oued Mina. Mémoire de Magistère. ENSH, Blida. Algérie.

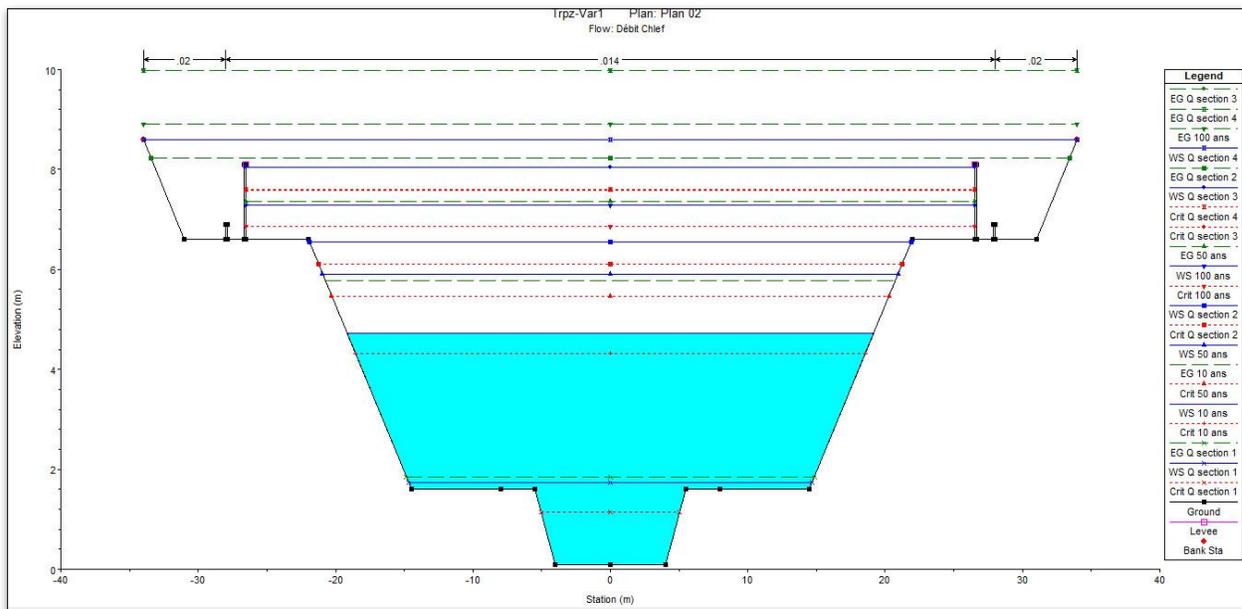
TOUATI A., 2010. Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

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

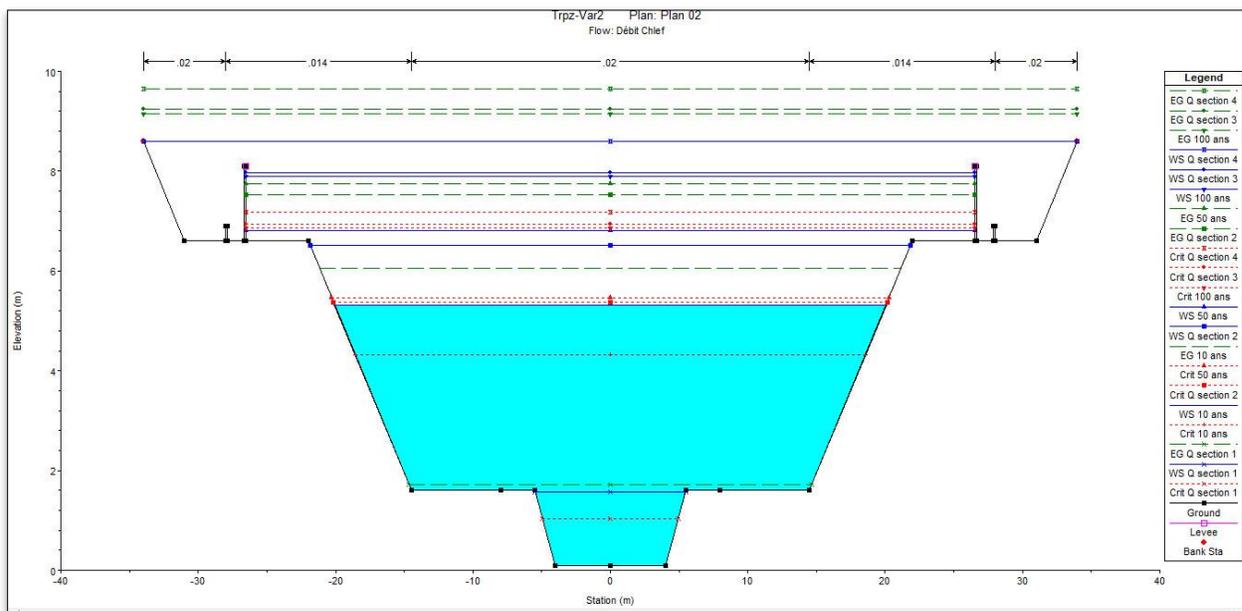
U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

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

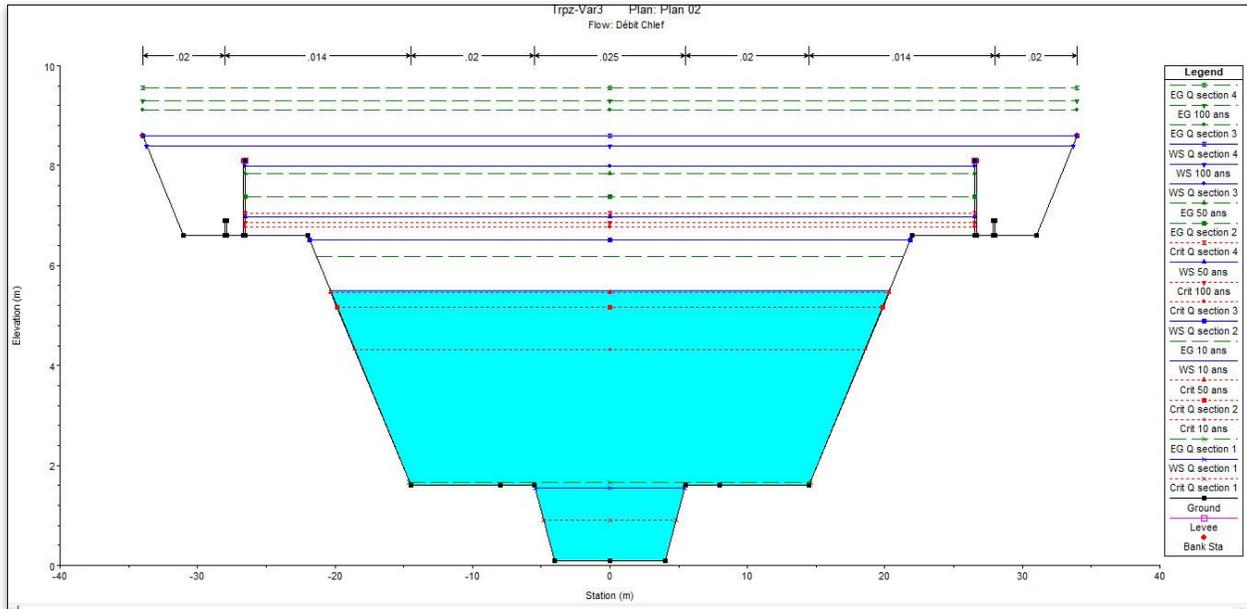
ANNEXE N°IV



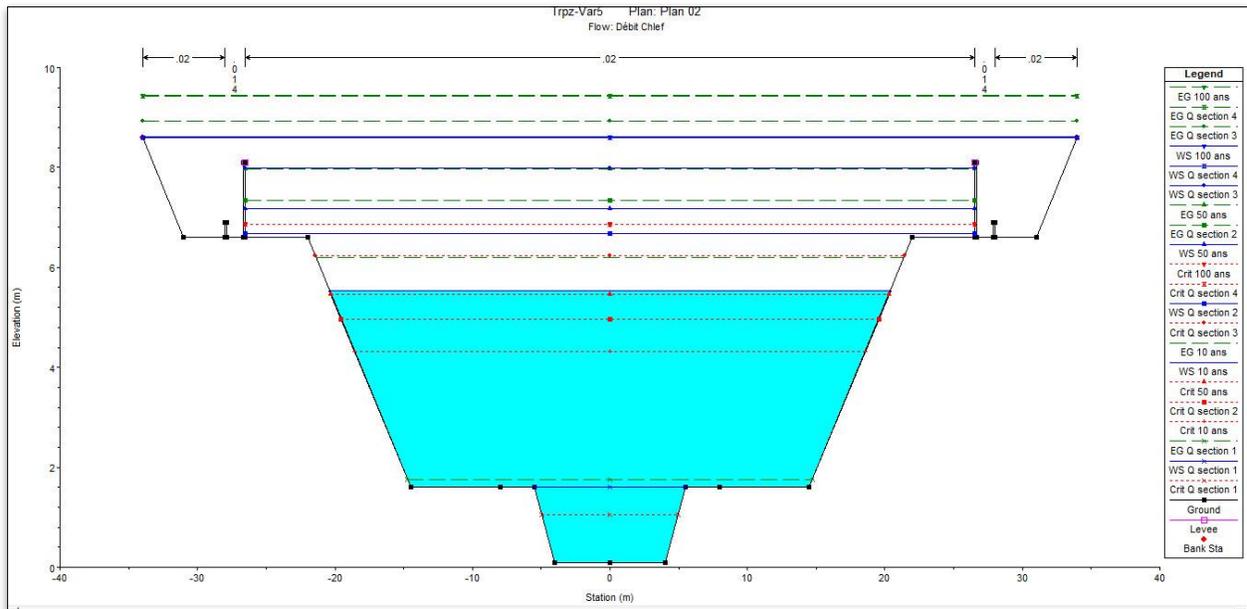
Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 01 (Section trapézoïdale)



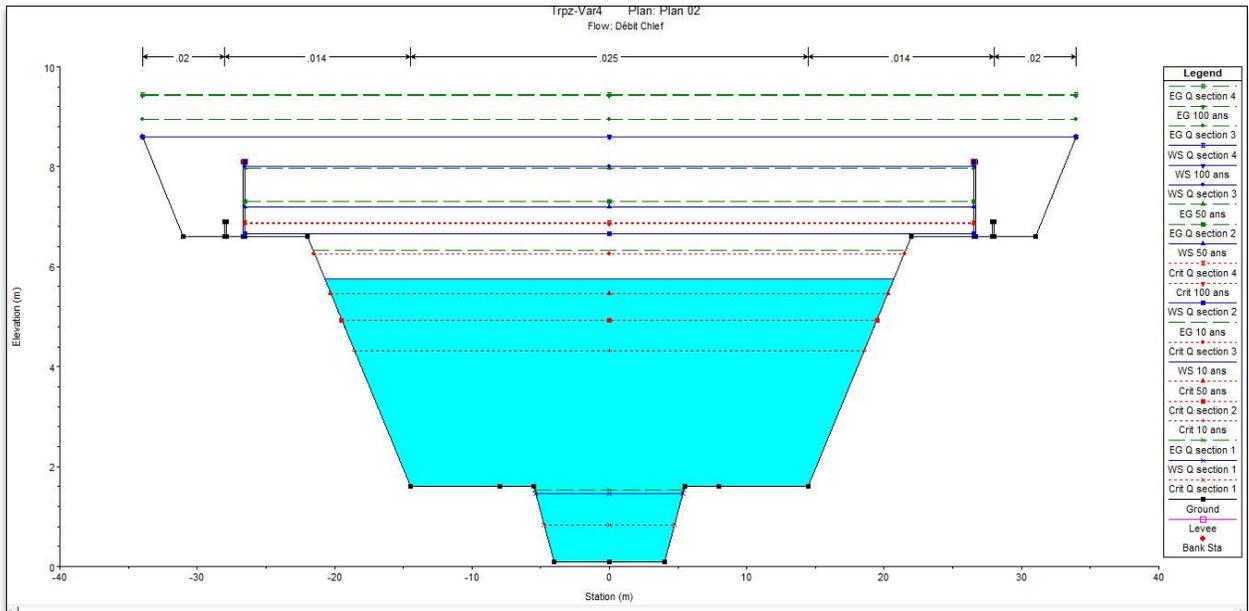
Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 02 (Section trapézoïdale)



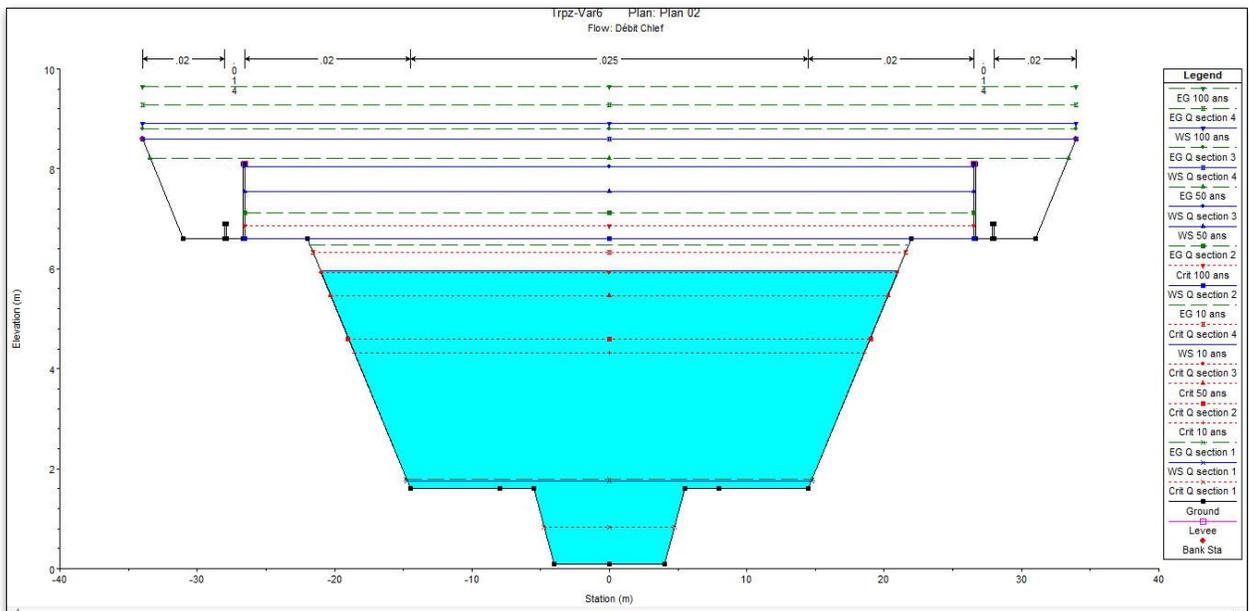
Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 03 (Section trapézoïdale)



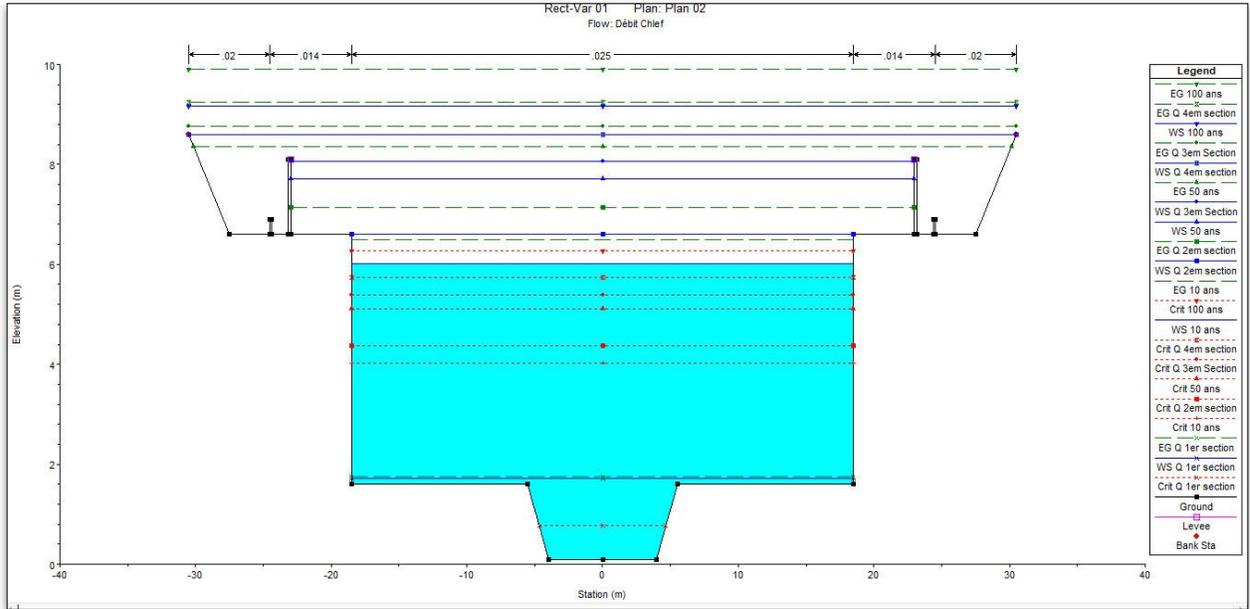
Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 04 (Section trapézoïdale)



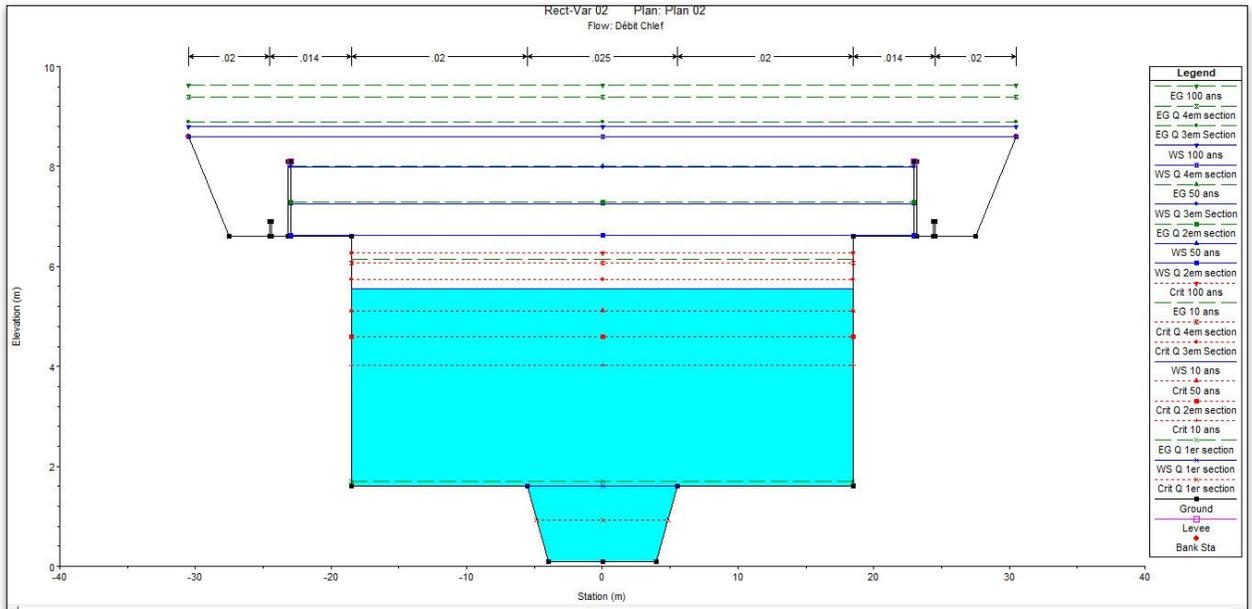
Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 05 (Section trapézoïdale)



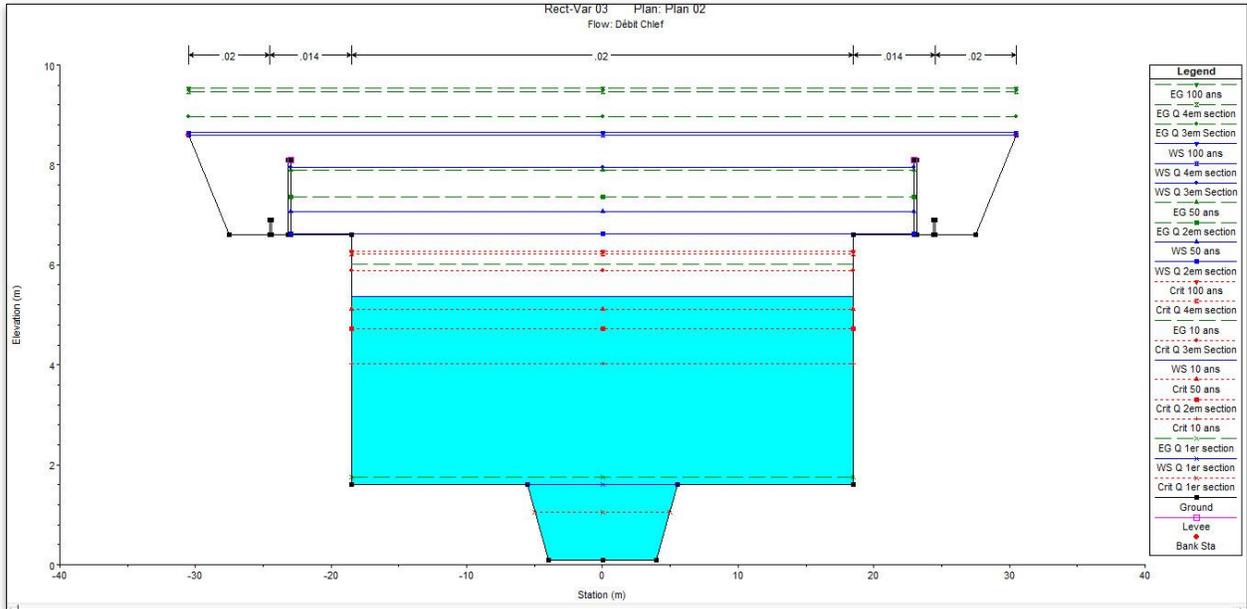
Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 06 (Section trapézoïdale)



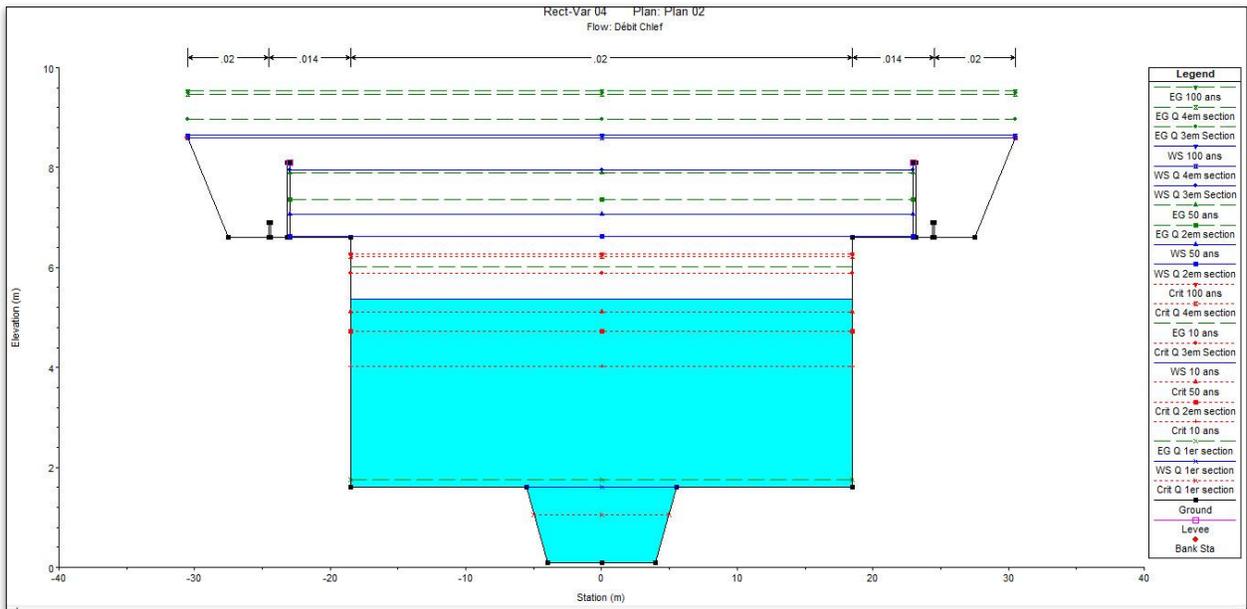
Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 01 (Section rectangulaire)



Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 02 (Section rectangulaire)



Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 03 (Section rectangulaire)



Section en travers du canal et résultat de simulation S-Var 04 (Section rectangulaire)