



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AMENAGEMENT ET OUVRAGE HYDRO-TECHNIQUE

THEME :

L'ETUDE D'AMENAGEMENT DE L'OUED SEGOUILI POUR LA
PROTECTION DE LA VILLE DE BEJAIA CONTRE LES
INONDATION (W.BEJAIA)

Présenté par :
AOUANE Yanis

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BENLAOUKLI Bachir	M.C.A	Président
BENSALAH Mohamed Draid	M.C.B	Examineur
OSMANI Elhadi	M.A.A	Examineur
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Promoteur

Session : 2023

Dédicace

Je dédie ce projet :

A ma chère mère

A mon cher père

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de

M'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

Pour leurs engagements et leurs aides tout au long de mes études.

A mes deux anges sœurs.

Pour leur soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A ma chère

Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles.

A mes chères camarades :

Qui ont illuminé mon chemin avec votre présence, votre soutien, et votre amitié

Inestimable. Chacune de vous a contribué à rendre cette aventure mémorable.

REMERCIEMENT

En ce préambule à ce mémoire, mes remerciements s'adressent à Dieu qui m'a donné le courage, la patience et la volonté d'étudier et de terminer ce modeste travail.

Je veux rendre hommage particulier à mon encadrant Mr. HADJ-SADOK Ahmed pour son soutien, son encouragement, sa disponibilité, ses conseils précieux et fructueux, tout au long de l'élaboration de ce projet de fin d'étude, ainsi pour Mr ZEROUAL Ayoub pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans lesquels ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

J'exprime de même ma gratitude aux membres du jury qui ont bien voulu m'honorer de leur présence d'évaluer mon travail. Un grand merci à toutes les personnes qui m'ont soutenues de près ou de loin au cours de la réalisation de ce modeste travail.

J'adresse aussi mes remerciements à tous les professeurs qui m'ont accompagné durant toutes ces cinq années.

ملخص :

يهدف هذا العمل إلى تحديد حجم نظام التطوير الهيدروليكي السماح بمرور فيضانات وادي السقويلي بمدينة بجاية، من خلال تحديد المنطقة أقصى الارتفاعات التي وصلت إليها الفيضانات وضمان سلامة الممتلكات والأشخاص الذين يعيشون في بجاية. وللقيام بذلك كان لا بد من تحديد كافة خصائص منطقة الدراسة وذكر بعض الأحداث الكارثية التي ضربت المدينة. ثم دراسة وهيدرولوجية مفصلة للغاية تلخص الجوانب المورفولوجية وهطول الأمطار في الحوض تم إنشاء منحدر تغذية وادي السقويلي. وبعد ذلك، حددنا تدفق التردد بفترة عودة تبلغ 100 عام. تم استخدام برنامج HEC-RAS لنمذجة مستويات المياه لمواقع مختلفة في النهر واستخدامها لتحديد المناطق المعرضة للفيضانات. ومن خلال هذه الخرائط، تمكنا من تحديد المناطق المعرضة لخطر الفيضانات. سمحت لنا نتائج المحاكاة التي تم الحصول عليها باختبار متغير الحماية المناسب.

الكلمات المفتاحية: الفيضانات، الأمطار، الحماية، التنمية، الدراسة الهيدرولوجية.

Résumé :

Le présent travail vise à dimensionner un système d'aménagement hydraulique pour permettre le passage des crues d'oued Segouili dans la ville de Béjaia, en déterminant les hauteurs maximales atteintes par les crues et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à Béjaia.

Pour ce faire, il fallait définir toutes les caractéristiques de la zone d'étude et citer quelques événements catastrophiques qui ont frappé la ville.

Ensuite, une étude hydrologique très détaillée qui résume les aspects morphologiques et pluviométrique du bassin versant alimentant oued Segouili a été établie. Par la suite, nous avons déterminé le débit fréquentiel de période de retour 100ans.

Le logiciel HEC-RAS a été utilisé pour modéliser les niveaux d'eau pour différents endroits du cours d'eau en les utilisant pour définir les zones sujettes aux inondations. A partir de ces cartes, nous avons pu localiser les zones à risque de débordement. Les résultats de simulation obtenus nous ont permis de choisir la variante de protection adéquate.

Mots clés : Inondation, Précipitation, Protection, Aménagement, Etude hydrologique.

Abstract:

This work aims to size a hydraulic development system to allow the passage of the floods of Oued Segouili in the city of Béjaia, by determining the maximum heights reached by floods and ensure the safety of property and people living in Béjaia

To do this, it was necessary to define all the characteristics of the study area and cite some catastrophic events that struck the city.

Then, a study very detailed hydrological which summarizes the morphological and rainfall aspects of the basin slope feeding Segouili wadi was established. Subsequently, we determined the frequency flow with a return period of 100 years.

HEC-RAS software was used to model water levels for different locations in the river using them to define flood-prone areas. From these maps, we were able to locate areas at risk of overflow. The simulation results obtained allowed us to choose the appropriate protection variant.

Key words: Inundation, Precipitation, Protection, Land scaping, hydrological study.

Introduction Générale	12
Chapitre I :Présentation de la zone d'étude.....	15
Introduction	15
I.1 Situation de la zone d'étude :.....	16
I.2 Situation administrative et géographique :.....	17
I.3 Géologie du site :	18
I.4 Urbanisation et population:.....	19
I.4.1 Population :	19
I.5 Description de réseau d'assainissement :	19
I.6 Contraintes physique de la ville :.....	19
I.6.1 Les reliefs:.....	19
I.6.2 Les zones agricoles:.....	19
I.6.3 Les zones de boisement :.....	19
I.6.4 Les nappes superficielles ou d'inféro-flux :.....	19
I.6.5 Les eaux souterraines :	20
I.7 Caractéristique géographique et géomorphologique :	20
I.8 Données climatologiques:.....	20
I.8.1 Précipitation :.....	21
I.8.2 La Température- Vent-Humidité Relative :.....	23
I.8.3 L'insolation:.....	23
I.9 Réseau hydrographique :.....	24
I.10 Sismicité:	24
Conclusion	24

Chapitre II Etude hydrologique	26
Introduction	24
II.1 Caractéristiques hydro-morpho-métriques de bassin versant :	26
II .1.1 La surface :.....	26
II.1.2 Le périmètre :	26
II.1.3 Indice de compacité de Gravelius :	26
II.1.4 Rectangle équivalent :	27
II.2 Paramètres du relief :	28
II.2.1 Courbe hypsométrique :	28
II.2.1 Les altitudes caractéristiques :	29
II.2.2 Indice de pente globale I_g :	30
II.2.1 Indice de pente de Roche I_p :.....	31
II.2.2 Indice de pente moyenne I_{pm} :.....	32
II.2.3 Le réseau hydrographique :	33
II.2.4 Densité de drainage :	33
II.2.5 Temps de concentration :	33
II.2.6 La pente moyenne du cours d'eau principale :.....	35
II.2.7 Vitesse moyenne de ruissellement :	35
II.3 Etude des précipitations :.....	36
II.3.1 Présentation de la station climatologique :.....	37
II.3.2 Etude de la série pluviométrique :.....	38
II.4 Choix de la loi d'ajustement :.....	39
II.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	40
II.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normale :.....	41
II.4.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV :.....	42
II.4.4 Evaluation de la qualité de l'ajustement :	43
II.5 Pluies de courte durée :.....	44

II.6 Les apports :	47
II.6.1 Apports liquides :	47
II.7 caractéristiques de l'écoulement :	49
II.7.1 Module de l'écoulement (Me):	49
II.7.2 Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M0) :.....	49
II.7.3 Lame d'eau écoulée (L e):	49
II.7.4 Coefficient de l'écoulement (Ce):	49
II.7.5 Coefficient de variation (Cv) :.....	50
II.7.6 Estimation fréquentielle des apports	51
II.7.7 Evaluation des apports solides :.....	51
II.7.8 Etude de crues :.....	52
II.8 Application sur les bassins versants :	53
II.8.1 Formule de Mallet – Gauthier :	53
II.8.1 Formule de Turazza :	53
II.8.2 Formule de Sokolovsky :.....	53
II.9 Hydrogrammes des crues :	55
Chapitre III : Etude des écoulements dans les cours d'eaux non aménagés	59
III.1 Description du réseau à simuler	59
III.2 Simulation de l'écoulement sur HEC-RAS :	60
III.3 Démarche de la simulation :.....	60
III.3.1 Modélisation de la rivière :	60
III.3.2 Modélisation de l'écoulement	61
III.3.3 Mise en marche de la simulation.....	62
III.3.4 Visualisation des résultats et constatation	62

Chapitre IV :Etude des variantes d'aménagement pour le système de protection contre les inondations	68
IV.1 Canalisation :	68
IV.2 Variante proposée :	69
IV.3 Première Variante : Aménagement en enrochement.....	69
IV.3.1 Choix de la formule de dimensionnement	69
IV.3.2 Procédé de calcul	709
IV.3.3 Simulation des résultats	71
IV.3.1 Interprétation des résultats :	72
IV.3.2 Devis estimatif et Quantitatif :	73
IV.4 Deuxième Variante : Canal en béton armé	73
IV.4.1 Dimensionnement :	74
IV.4.2 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé :	74
IV.4.3 Interprétation des résultats	74
IV.4.4 Estimation du coût de la variante :	74
IV.5 Choix de la variante d'aménagement :	76
IV.5.1 Critères d'évaluation :	75
IV.6 La variante choisit :	76
Chapitre V :Etude de ferrailage.....	78
V.1 action et sollicitation	Erreur ! Signet non défini.
V.1.1 action:	Erreur ! Signet non défini.
V.1.2 sollicitation :	Erreur ! Signet non défini.
V.2 caractéristiques des matériaux :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1 béton:	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2 le retrait:	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3 le fluage:	Erreur ! Signet non défini.
V.2.4 les armatures:	Erreur ! Signet non défini.

V.3 Contraintes de calcul ::.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1 Béton :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2 Acier :	Erreur ! Signet non défini.
V.4 Etude de voiles:	Erreur ! Signet non défini.
V.4.1 Comportement d'un voile:	Erreur ! Signet non défini.
V.5 Etude de stabilité d'un canal :	Erreur ! Signet non défini.
V.5.1 Calcul des forces :	Erreur ! Signet non défini.
V.5.2 la stabilité au renversement :	Erreur ! Signet non défini.
V.5.3 la stabilité au glissement :	Erreur ! Signet non défini.
V.6 le ferrailage du canal :	93
V.6.1 le ferrailage des voiles :	93
V.6.2 le ferrailage du radier:	93
Chapitre VI Organisation de chantier	96
VI.1 Généralité	97
VI.1.1 Maître de l'ouvrage	97
VI.1.2 Maître de l'œuvre	97
VI.1.3 Entrepreneur	98
VI.2 Devis quantitatif et estimatif du projet	99
VI.3 Définition de technique de la planification (BENLAOUKLI ,2004)	100
VI.3.1 Planification	100
VI.3.2 Construction du réseau :	101
VI.3.3 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004) :	99

VI.3.4 Méthodes basées sur le graphique :	101
VI.4 Les étapes de la planification :.....	102
VI.4.1 Collection des informations :	102
VI.4.2 Décomposition du projet :.....	102
VI.4.3 Relations entre les tâches :	103
VI.4.4 Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004).....	103
VI.5 Conclusion.....	104
Conclusion Générale.....	104
Bibliographie.....	104

Liste des tableaux

Tableau I-1 Répartition des pluies moyennes mensuelles de la station de BEJAIA	22
Tableau I-2 Les Paramètres climatiques enregistrés à la station de BEJAIA.	23
Tableau I-3 Insolation moyenne journalière (h/j) pour chaque mois	23
Tableau II-1 Classification du relief.....	27
Tableau II-2 Les paramètres morphométriques du bassin versant de segouili.....	27
Tableau II-3 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.	28
Tableau II-4 Altitudes caractéristiques du bassin de segouili	30
Tableau II-5 Classification du relief.....	31
Tableau II-6 Calcul des paramètres de l'indice de pente de rocher.....	32
Tableau II-7 Caractéristiques hydro morpho métrique du B.V	36
Tableau II-8 Les coordonnées Lambert de la station pluviométrique	37
Tableau II-9 Précipitations maximales journalières à la station de Béjaïa.	37

Tableau II-10 Résultats de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.	40
Tableau II-11 Résultats de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log Normale.	42
Tableau II-12 Résultats de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV.	42
Tableau II-13 Résultats du test d'adéquation Khi carré χ^2	43
Tableau II-14 Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour :45	
Tableau II-15 Intensités et pluies de courte durée correspond au temps de concentration	46
Tableau II-16 Apports moyens interannuels.	48
Tableau II-17 Les caractéristiques d'écoulement.....	50
Tableau II-18 l'Apport fréquentielle de sous bassin versant	51
Tableau II-19 Les apports solides	51
Tableau II-20 valeur de coefficient de ruissellement C :	53
Tableau II-21 valeur de coefficient de ruissellement α	54
Tableau II-22 Débits de crues au bassin versant n°1.....	55
Tableau II-23 Débits fréquents pour construction l'hydrogramme de crue de bassin	56
Tableau III-1 le debit d'entree de oued Segouili.....	61
Tableau III-2 coefficient de Manning choisi pour oued Segouili	62
Tableau IV-1 Aménagement proposé	69
Tableau IV-2 Pentes et fruit de talus correspondants.....	70
Tableau IV-3 résultats de la 1 ère variante.....	71
Tableau IV-4 résultats de simulation d'Oued Segouili.....	72
Tableau IV-5 estimation du coût de l'aménagement	73
Tableau IV-6 Résultats de la 2 ème variante	73
Tableau IV-7 Résultat de simulation de Oued Segouili.....	74
Tableau IV-8 Estimations du coût de la variante	74
Tableau V-1 Caractéristiques mécaniques	97
Tableau V-2 Les charges et les surcharges	97
Tableau V-3 Les résultats des moments calculés à l'ELU et l'ELS	97
Tableau V-4 L'excentricité de la résultante des charges	97
Tableau VI-3 Liste des opérations avec leurs durées.....	101
Tableau VI-4 Succession des taches	102
Tableau VI-1 Engins utilisés.....	97

Tableau VI-2 Le devis des travaux d'aménagement de oued de la zone d'étude	97
Tableau VI-3 Liste des opérations avec leurs durées.....	101
Tableau VI-4 Succession des tâches	102

Liste des figures

Figure I-1 Localisation géographique de la wilaya de BEJAIA (Extrait de Google)	16
Figure I-2 Localisation du bassin versant de l'oued Segouili (Extrait de la carte au 1/25 000, feuille de Bejaia).....	17
Figure I-3 : Extrait de la carte géologique 1/50 000 (1960).....	18
Figure I-4 le bassin versant IGHZER SEGOUILI (DRE BEJAIA).....	20
Figure I-5 Zonage sismique administratif du territoire Algérien. ((RPA99 2003)24	
Figure II-1 Courbe hypsométrique du bassin de segouili.....	29

Figure II-2 Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL	40
Figure II-3. Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de Log Normale	41
Figure II-4 Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de GEV.	43
Figure II-5 COURBES DES PLUIES DE COURTE DUREE FREQUENTIELLES	46
Figure II-6 COURBES DES INTENSITES DE COURTE DUREEFREQUENTIELLES	46
Figure II-7 Hydrogramme de crue de BV	57
Figure III-1 Décharge sauvage de déblais du chantier et ordures en tous genres sur la rive droite de l'oued à l'amont de la ville.....	59
Figure III-2 Oued Segouili chargés sur HEC-RAS.....	61
Figure III-3 résultat de la simulation a l'aval de oued Segouili.....	63
Figure III-4 Une coupe le long de oued Segouili	63
Figure III-5 Des coupe le long de oued Segouili	64
Figure III-6 résultat de la simulation a l'amont de l'oued	65
Figure III-7 Profil en long de oued Segouili après la simulation	65
Figure IV-1 schéma type d'aménagement en enrochement.....	71
Figure IV-2 profil en travers de la section en amont de oued.....	74
Figure IV-3 profil en travers de la section en amont de oued.....	72
Figure V-1 Schéma statique des efforts	Erreur ! Signet non défini.
Figure V-2 La géométrie du canal.....	Erreur ! Signet non défini.

Listes des planches

- Planche N° 1 : Plan de masse avant l'aménagement.
- Planche N° 2 : Plan de masse après l'aménagement.
- Planche N° 3 : Profil en long.
- Planche N° 4 : Plans en travers
- Planche N° 5 : Zones d'inondations

Introduction Générale

En général, l'eau est un don, mais elle peut aussi être le contraire, provoquant des dégâts dans certaines situations extrêmes, de la pénurie aux inondations. Dans ce dernier cas, sa gestion est très importante dans l'aménagement du territoire, notamment en zone urbaine. Les inondations ont provoqué plus de 80 catastrophes naturelles entre 1996 et 2006, causant environ 500 000 morts et 600 milliards de dollars de dégâts économiques. Elles sont donc considérées comme les catastrophes naturelles les plus spectaculaires et les plus dévastatrices, causant le plus de dégâts. (Bachi 2011).

Comme beaucoup d'autres pays dans le monde, l'Algérie est victime d'inondations dévastatrices. Alors qu'auparavant ces inondations étaient principalement dues au débordement de grands fleuves dans de grandes plaines agricoles, elles ont touché pendant quelques décennies principalement les grandes villes et les centres urbains, où elles ont causé de nombreuses pertes et victimes. de graves dégâts matériels .

L'aménagement des plans d'eau voit le jour en Algérie en raison des inondations fréquentes. Les pertes humaines et matérielles augmentent considérablement chaque année, ce qui n'est peut-être pas dû à une augmentation de la fréquence ou de l'intensité des inondations, mais à une augmentation du facteur de vulnérabilité.

L'Oued Segouili est l'un des plus grands fleuves d'Algérie. Ces dernières années, sa densité de population a explosé sur les deux rives, augmentant sa vulnérabilité aux débordements.

L'objectif des travaux est donc d'estimer la fréquence des inondations puis d'identifier les zones sujettes aux inondations afin d'envisager des mesures structurelles de protection des zones urbaines et urbaines le long de l'Oued Ségouili.

Pour ce travail, dans un premier temps, nous avons fait une généralisation des risques d'inondation et une présentation détaillée de la zone de recherche, après quoi nous avons lancé une étude hydrologique pouvant être utilisée pour prédire le débit de crue de l'Oued Ségouili correspondant à différents horaires de retour. Cette étude est basée sur l'analyse statistique des données pluviométriques disponibles. Puis, dans un deuxième temps, nous avons réalisé une étude hydraulique, qui consiste à s'assurer que les hauteurs de tirage correspondent aux débits préalablement dimensionnés.

Ainsi, les résultats de l'enquête hydrologique ont été combinés avec la géométrie, la pente et la rugosité de l'Oued Ségouili pour être utilisés comme données d'entrée dans l'hydro modèle HEC-RAS pour obtenir les bassins versants correspondants, puis les résultats ont été présentés. Modélisation hydraulique (1D et 2D) sous forme de carte de plaine inondable, combinant les fonctions des trois logiciels Autodesk : Civil 3D, HEC-RAS et ArcGIS . Delors, nous pouvons vous proposer des solutions sous forme de différentes variantes, parmi lesquelles nous choisissons la plus adaptée.

Enfin, nous réaliserons une étude de gestion du site dont le but est de gérer le bon fonctionnement du projet et d'avoir une vue d'ensemble des coûts et du calendrier de réalisation des travaux.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Chapitre I Présentation de la zone d'étude.

Introduction

Avant tout projet de protection contre les inondations, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençant sur la conception du projet, qui peuvent se répartir en (04) classes:

- Les données relatives à l'agglomération;
- Les données naturelles du site;
- Données liées au développement futur de la zone urbaine ;
- Les données propres des Oueds.

I.1 Situation de la zone d'étude :

La wilaya de BEJAIA a une position stratégique au niveau économique et commercial, est située au nord-est de la région centre du pays. Son organisation administrative est issue du découpage administratif de 1974.

- La Mer méditerranée au nord ;
- La wilaya de Bordj Bou Arreridj au sud ;
- Les wilayas de Bouira et de Tizi Ouzou à l'ouest ;
- Les wilayas de Sétif et de Jijel à l'est.

La wilaya de BEJAIA (Petite Kabylie) a une superficie de 3 223.5 Km².



Figure I-1 : Localisation géographique de la wilaya de BEJAIA (Extrait de Google)

I.1 Situation administrative et géographique :

La ville de BEJAIA est située dans la chaîne de l'Atlas tellien ; au bord de la mer Méditerranée, ce qui en fait un port important .Elle est entourée de :

- Nord par la mer Méditerranée.
- Ouest par la commune de Toudja.
- Sud-ouest de la commune Oued-ghir.
- Sud-est par la commune de Boukhelifa et Tala hamza.
- Est par la commune de la mer Méditerranée.

Sur le plan administratif, Bejaïa est une commune importante de la wilaya.



Figure I-2 : Localisation du bassin versant de l'oued Segouli (Extrait de la carte au 1/25 000 è, feuille de Bejaia)

I.2 Géologie du site :

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser [4].

A partir des cartes géologiques de la zone et des observations sur place, se constitue l'environnement de l'Oued SEGOUIL dans la ville de BEJAIA qui se divise en trois formations géologiques majeures :

- Le Crétacé supérieur (Sénonien) (noté Ci sur la carte) : occupe la majeure partie du bassin versant.
- Le Mio-pliocène : occupe la partie aval du bassin versant.
- Le Quaternaire : représenté par des alluvions anciennes d'une basse terrasse caractérisée par des dépôts limoneux et sablo caillouteux.

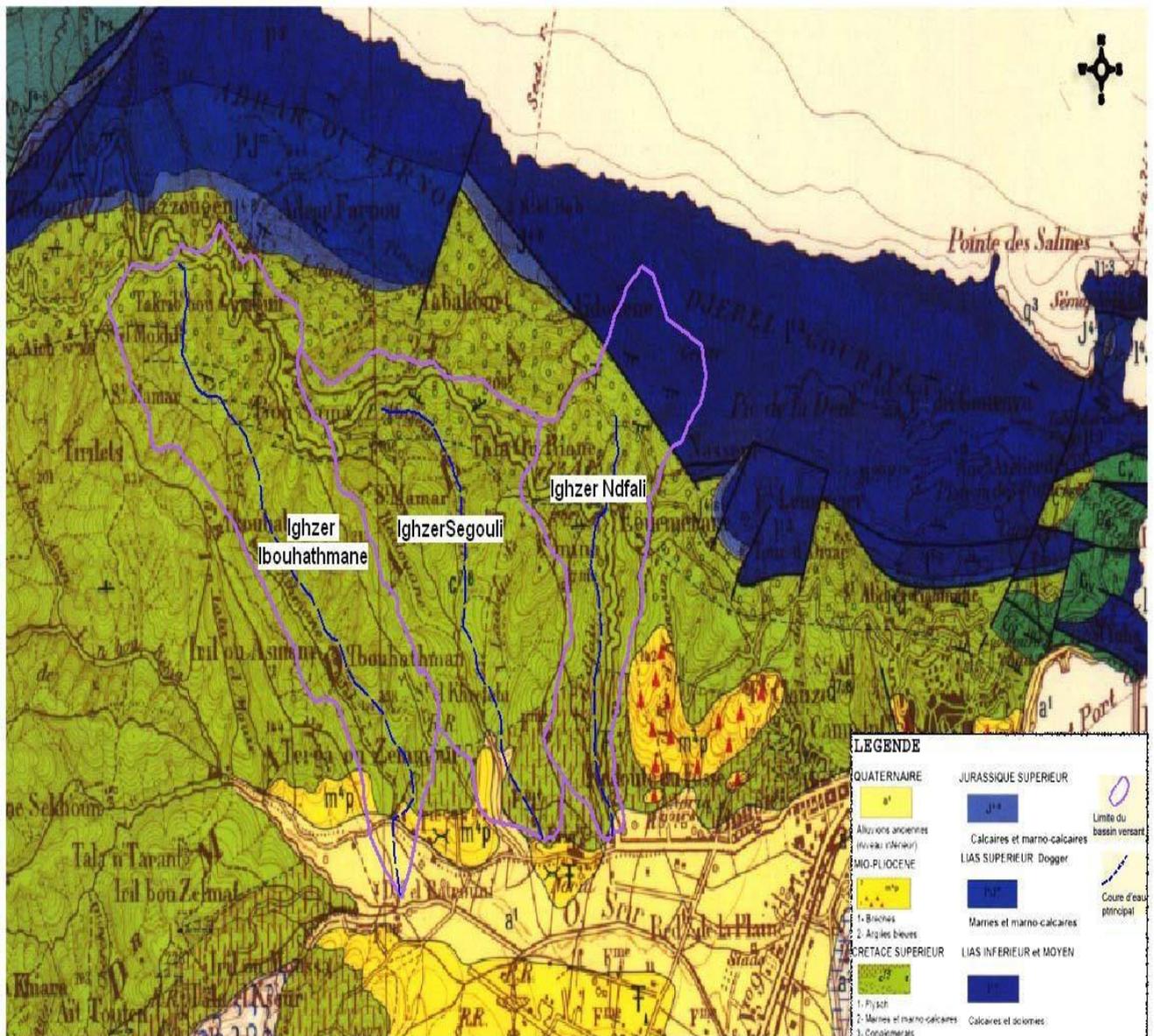


Figure I-3 : Extrait de la carte géologique 1/50 000 (1960).

I.3 Urbanisation et population:

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

Les données de base qui ont servi à l'élaboration de ce chapitre ont été obtenues de l'étude de Prospective territoriale pour un développement durable et intègre de la wilaya de BEJAIA, élaborée par (ANAT. 2003)

I.3.1 Population :

La population de l'agglomération de BEJAIA a connu une croissance rapide, notamment en 1977, 1987 et 1998. Entre 1977 et 1998, le taux de croissance moyen a été de 4,47. 1987 et 2,13 en 1987-1998.

La forte polarisation de BEJAIA centre sur son espace en tant que siège de daïra avec accueille une population importante.

I.4 Description de réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement existant de la ville BEJAIA est de type unitaire, de ce fait les eaux pluviales et eaux usées seront évacuées gravitairement dans le collecteur principal qui longe l'artère principale de la ville BEJAIA – OUED SGHIR. Ce dernier récolte toutes les eaux provenant des différentes zones.

La séparation des eaux pluviales et des eaux usées se fait par l'intermédiaire de trois déversoirs d'orage sur le long de collecteur principal. Le taux de raccordement de la ville est de 87%.

I.5 Contraintes physique de la ville :

I.5.1 Les reliefs:

BEJAIA est limité au Nord par le cordon de collines qui empêchent toute urbanisation future, vu leur constitution rocheuse et leurs pentes.

I.5.2 Les zones agricoles:

Les surfaces à potentiel agricole se situent au Sud de la ville, tout le long de l'oued, cette zone est mise en culture selon un système d'irrigation, ce qui est indispensable pour préserver au mieux ce potentiel, plus au Sud les terrains semblent présenter des aptitudes agricoles comportant dont l'exploitation est nécessaire dans le cadre des mises en valeurs.

I.5.3 Les zones de boisement :

Situées au Nord de la ville, imposent une certaine protection, afin de préserver ce qui existe de la densifier au future.

I.5.4 Les nappes superficielles ou d'inféré-flux :

Ces couches superficielles des Oueds sont mal connues sur le plan quantitatif et qualitatif et leur utilisation en usage combiné (A.E.P et irrigation) n'est pas connue selon la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya.

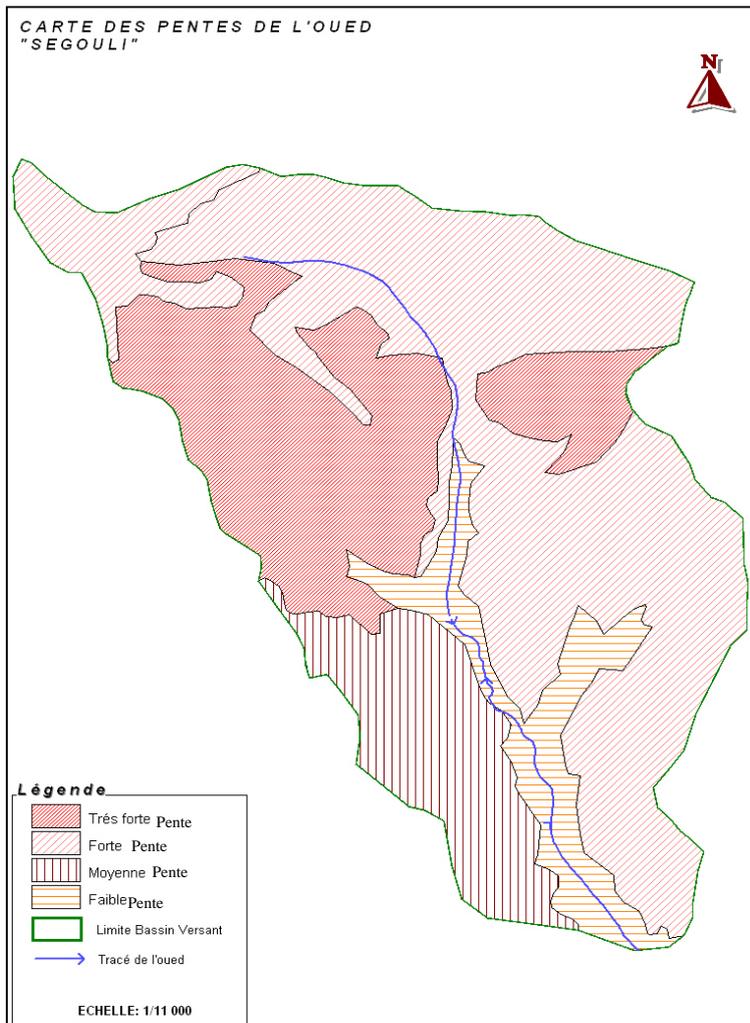
I.5.5 Les eaux souterraines :

Une étude géologique du territoire de la Wilaya de Béjaïa a montré qu'il existe un certain nombre de conditions favorisant la formation d'eaux importantes, tant aquatiques que profondes.

Caractéristique géographique et géomorphologique :

Si le site retenu pour un développement futur était localisé sur une carte topographique, les principales caractéristiques du bassin versant présenté pourraient être déterminées à l'aide de recherches cartographiques.

L'oued Segouili prend sa source à la hauteur de la ligne de crête, aménagée par la RN24 à proximité du hameau Oussama. Son bassin versant d'une superficie de 3,06 km² .



I.6 Données climatologiques:

Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, grêle, neige, orage, etc.). La ville de BEJAIA a un climat tempéré caractéristique des zones méditerranéennes avec un hiver pluvieux et doux et un été chaud et sec. Les précipitations moyennes interannuelles de BEJAIA environ 762.1 mm /an. (Source ONM s.d.) .

I.6.1 Précipitation :

Les précipitations annuelles moyennes P_a sont la caractéristique climatique la plus importante du lieu. Ils apparaissent sous forme de gouttes de pluie.

Nous disposons de plusieurs observations de pluie depuis la station municipale de Bejaia. (Code de station 20908)

Il contient des données mensuelles et annuelles sur 31 ans de 1993 à 2006.

Code de la Station : 20908

Nom de Station : Bejaia

X= 1820421.315 m

Y= 4021058.21 m

Z= 9 m

Tableau I-1 Répartition des pluies moyennes mensuelles de la station de BEJAIA

Années	Sept	Oct	Nov	dec	Jan	Fev	mars	avril	mai	juin	Juil	aout	Pmaxj(mm)
1977	8	6	43	1,3	1,9	7	1	0	2,5	0	0	4,3	43
1978	0	18,4	5,1	1	19	6	4	14,2	8,2	4,3	0	4	19
1979	15	0	0	0	5	13	22	27,2	7,5	0	0	4	27,2
1980	35	0	18,2	10	0	10,1	3,5	26	0	20,5	0	16	35
1981	22	0	0	15,5	10,2	10,5	12,3	33,4	3,8	0	0	0	33,4
1982	3,5	17	9,2	5,5	0	0	0	25	23,9	0	0	22	25
1983	0	0	0	0	0	0	15	0	0	0	0	18	18
1984	0	12	18	8	2	3	5,5	28,2	25	0	25	0	28,2
1985	12	12	0	19,5	0	0	23	6,2	8	6	8,5	22	23
1986	22,5	18,9	1,5	3,5	4	12	20	0	7,5	8,5	8,5	0	22,5
1987	0	2	14,5	14,9	10	10,5	6,5	13	12	21,5	0	8	21,5
1988	4	7,6	7	0	16	0	0	7,1	36	10,1	2	42,2	42,2
1989	8	4	9	5,7	23	0	11	16,2	25	10	15	20	25
1990	8	0	6,5	0	5	16	13,8	15	8,5	3,5	0	9	16
1991	26	10	8	0	12	3	8	30,3	50	0	8	0	50
1992	3	0	2,5	0	5	19	4	3	13	15,5	4,5	0,5	19
1993	3,5	0	5,5	5,3	7,5	5	8,2	0	0	15,5	1	2	15,5
1994	31	17,5	20,7	1	0	11,2	5,8	1,2	5,3	7,2	8,6	9,5	31
1995	10,5	15	2	7,1	20,5	18	11,5	8	15,4	5,5	12	10	20,5
1996	0	0	1	9,8	3,4	0	0	11,5	2,5	0	0,5	5,5	11,5
1997	28,4	5,5	7,2	6,3	3,5	12,4	10,2	28,5	7,5	2	0	3	28,5
1998	20,4	0	4,4	3,1	0	0	0	1	2,5	11,2	0	0	20,4
1999	26,4	9,7	17,9	12	6,3	2	0	1	4,5	0	2,7	5	26,4
2000	11,5	27	2	5,1	6,3	2	0	1	4,5	0	2,7	5	27
2001	12,6	21,5	2	3,5	3,5	0	2,5	5,6	5,8	3,1	5	6,1	21,5
2002	2,5	7	8,5	2,1	9	1,2	2,7	4,5	0	1	6,1	0	9
2003	2	20,3	13,7	8,7	2	0	7,9	12,9	22,9	0	0	9,2	22,9
2004	35,7	10,1	5,2	6,8	0	4,1	11,4	3,2	0	5,2	0	0	35,7
2005	15,3	28	3,2	5,4	13,5	6	0,8	8,4	7	0	2,2	4,3	28
2006	2,1	2	7	10	3	7	10	18	12	0	0	4	18
2007	15,2	4	6	0	1,8	1,5	0	0	14,5	3,2	3	0	15,2

(Source ONM s.d.)

I.6.2 La Température- Vent-Humidité Relative :

Afin de situer le climat de la région, nous donnons la répartition de la température du vent et de l'évaporation, Ces données ont été enregistrées à la station de BEJAIA.

Ces données sont fournies par l'Office National de la météorologie "O.N.M".

Tableau I-2 Les Paramètres climatiques enregistrés à la station de BEJAIA. (1977-2015)

Mois	Jan 01	Fév 02	Mar 03	Avr 04	Mai 05	Jui 06	Juil 07	Aout 08	Sep 09	Oct 10	Nov 11	Dé 12
T _{max} (°C)	16.3	16.8	18.1	19.2	21.9	25.4	29	28.7	27.5	24.3	19,9	17.4
T _{min} (°C)	7.2	7.7	8,3	9.9	12.7	12.7	19.2	19.7	18	14.6	10.8	8.5
T _{moy} (°C)	11	11,6	12.6	14.2	17.1	20.8	23.9	24.1	22.5	18.7	14.5	12.2

(Source ONM s.d.)

La température annuelle moyenne dans la région est de 17 °C. Les valeurs minimales et maximales atteignent 2 °C pendant le mois le plus froid (janvier) et 27 °C pendant le mois le plus chaud (juillet).

L'humidité relative annuelle moyenne de la région est de 76%, ces valeurs extrêmes sont atteintes en octobre 48,3% et en avril 93,9%.

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 4 m/s, elle est peu variable au cours de l'année, le maximum est de 4,9 m/s et le minimum est de 3,4 m/s.

Le vent du nord-ouest souffle, fréquence 21,8% d'octobre à mai. En juillet et août, le vent du sud souffle également avec une fréquence de 15,2 %.

I.6.3 L'insolation:

Dans la période 1990-2004, les rayonnements enregistrés à la station BEJAIA ont été obtenus :

Tableau I-3 : Insolation moyenne journalière (h/j) pour chaque mois

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep	Oct	nov	Déc
Insolation(h)	5.1	5.2	6.2	6.6	7.8	9.7	10.3	9.4	8.0	6.8	5.5	5.2

(Source ONM s.d.)

I.7 Réseau hydrographique :

Un réseau hydrographique représente toutes les masses d'eau naturelles ou artificielles, permanentes et temporaires, qui participent à un écoulement. C'est l'une des caractéristiques les plus importantes.

I.8 Sismicité:

D'après le nouveau découpage des zones sismiques en Algérie, due au dernier séisme de Boumerdes en mai 2003, la Wilaya se trouve dans la zone II, c'est-à-dire une zone à moyenne sismicité ; avec un coefficient de sismicité compris entre (0.15-0.3).

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

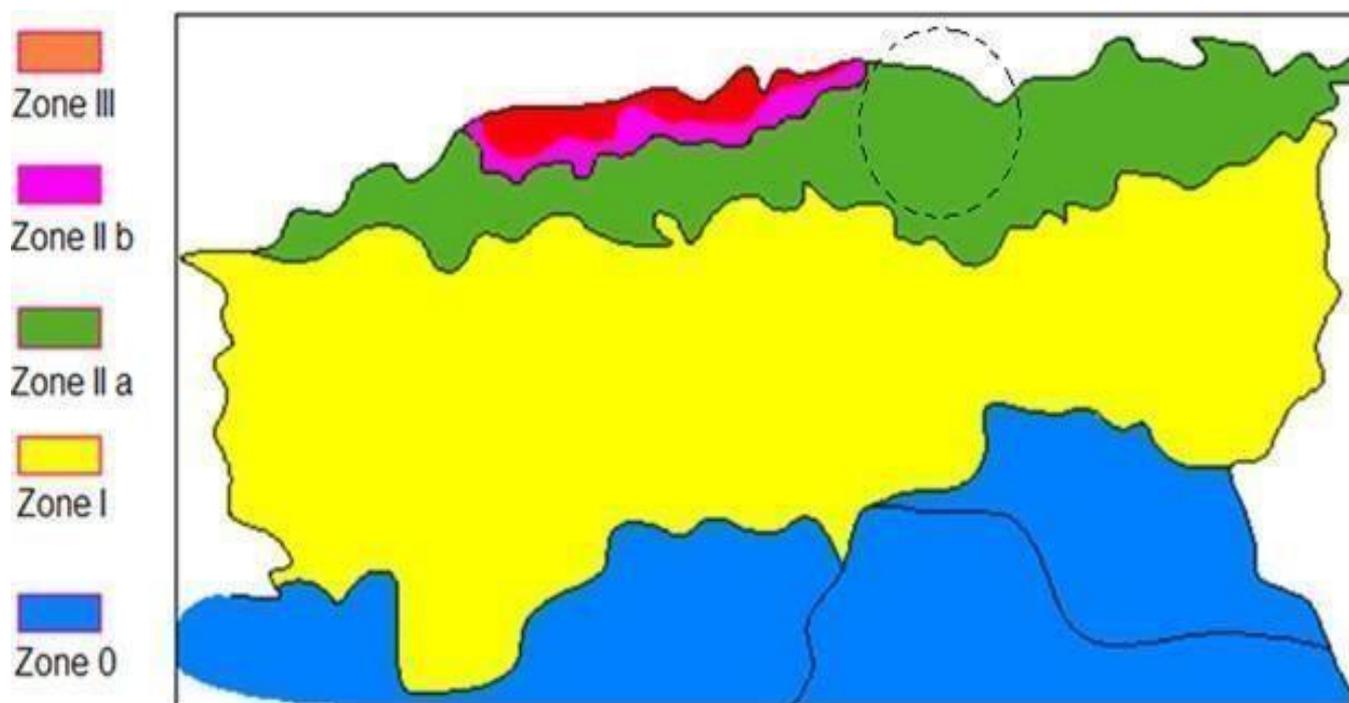


Figure I-5 : Zonage sismique administratif du territoire Algérien. (RPA99 2003)

Conclusion :

Les pentes des plans d'eau constituent les zones d'alimentation du canal. Toute amélioration empêchant les eaux de crue de stratifier ou de s'infiltrer à travers la surface peut augmenter le ruissellement, accélérer l'écoulement de l'eau et provoquer des inondations urbaines.

Nous fournissons un aperçu de la zone de recherche, identifions les caractéristiques nécessaires de la zone et déterminons les informations de base pour démarrer un projet de protection de la commune d'Oued Ségouili contre les inondations.

Chapitre II :
ETUDE
HYDROLOGIQUE

Chapitre II**Etude hydrologique****Introduction :**

L'hydrologie est définie comme la science qui étudie la circulation de l'eau dans la nature et son évolution à la surface de la Terre.

Il est donc considéré comme la base pour résoudre les problèmes pratiques d'inondations, de sécheresses, d'érosion, de transport de sédiments et de pollution de l'eau. L'analyse hydrologique permet d'évaluer le système hydrologique de la zone d'étude et de calculer le débit des eaux de pluie.

Dans ce chapitre, nous définissons les principales caractéristiques hydrologiques, collectons des données sur les précipitations au niveau de notre bassin versant et les analysons pour déterminer les précipitations extrêmes après différentes périodes de récupération.

II.1 Caractéristiques hydro-morpho-métriques de bassin versant :

Les différents paramètres morpho-métriques ont pour but de quantifier les facteurs caractéristiques de l'environnement physique du bassin versant, qui sont d'une importance déterminante pour le système d'écoulement des eaux

II .1.1 La surface :

La surface est le paramètre le plus important, il permet de contrôler plusieurs phénomènes hydrologiques (apport ; volume de précipitation ou infiltration).

La surface totale du bassin versant est de **3,06 km²**.

II.1.2 Le périmètre :

Le périmètre est les limites extérieure d'un bassin ; il est de **8.370 km**.

II.1.3 Indice de compacité de Gravelius :

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{2\pi S}} \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec : P: Périmètre Km

S: surface Km²

On obtient **Kc = 1.35**

Sachant que :

Tableau II-1 Classification du relief

Valeur Kc	Forme du bassin
$0 < Kc < 1$	Bassin parfaitement circulaire
$1 < Kc < 1.128$	Bassin carré
$1.128 < Kc < 3$	Bassin allongé

Le bassin est un bassin **allongé**

II.1.4 Rectangle équivalent :

Il s'agit d'une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l, ayant la même aire et le même indice de densité. Cela permet de comparer les bassins versants entre eux en fonction du débit.

La longueur « L » et la largeur « l » sont définis :

$$L = \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.2)$$

$$l = \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec :

Kc : 1.35 (Bassin allongé).

S : surface de bassin versant.

Ainsi pour le bassin versant de la Segouili, les dimensions sont :

L = 2.943 km

l = 1.245 km

Tableau II-2 Les paramètres morphométriques du bassin versant de segouili

Bassin versant	S (km ²)	P (km)	Kc	L (km)	l (km)
	3,06	8,370	1.35	2.943	1.245

II.2 Paramètres du relief :

Le relief est un facteur important, il détermine en grande partie la capacité de drainage, d'infiltration et d'évaporation du sol. C'est un élément important dans le comportement hydrologique du bassin et se caractérise par : la courbe hypsométrique, la hauteur moyenne, l'indice de pente totale I_g , l'indice de pente rocheuse I_p , l'indice de pente moyenne du bassin I_m , la densité de drainage D_g . Notre objectif souhaité est de définir une classe d'assistance.[2]

II.2.1 Courbe hypsométrique :

Cette courbe représente la répartition superficielle d'un bassin versant en fonction de sa hauteur. Il montre les pourcentages cumulés de surfaces en abscisse et les hauteurs en ordonnée. Il peut être utilisé pour déterminer la pluviométrie moyenne pour un bassin versant.[2]

Tableau II-3 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

H (m)	Si (km ²)	Si(%)	Surfaces cumulées(%)	Hi(m)	Si.Hi (Km ² . m)
55.89-60.09	0.2	6.54	6.54	57.99	11.598
51.87-55.98	0.24	7.84	14.38	53.925	12.942
47.76-51.87	0.05	1.63	16.01	49.815	2.491
43.65-47.76	0.16	5.23	21.24	45.705	7.323
39.54-43.65	0.15	4.9	26.14	41.595	6.24
35.43-39.54	0.345	11.27	37.41	37.485	12.93
32.31-35.43	0.055	1.8	39.21	33.87	1.863
27.21-32.31	0.3	9.8	49.01	29.76	8.928
23.1-27.21	1.56	50.99	100	25.155	39.242

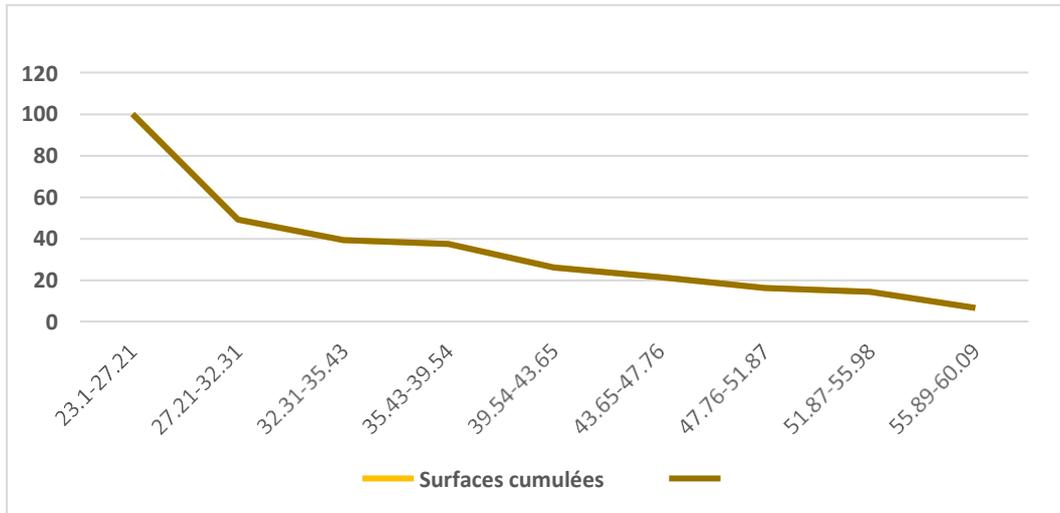


Figure II-1 Courbe hypsométrique du bassin de Ségouli

II.2.1 Les altitudes caractéristiques :

❖ **Altitudes maximale et minimale :**

Les hauteurs minimales et maximales du bassin de Ségouil sont lues directement sur la carte. L'altitude la plus basse est celle qui correspond à l'exutoire, tandis que la plus haute se situe dans les montagnes où :

$$H_{min} = 2 \text{ m} \quad H_{max} = 59 \text{ m}$$

❖ **Altitude moyenne :**

La hauteur moyenne est dérivée directement de la courbe hypsométrique, définie comme :

$$H_{moy} = \frac{\sum H_i \cdot S_i}{\sum S_i} \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec :

H moy : Altitude moyenne de bassin.

Si : Aire située entre 2 courbes de niveaux.

Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux.

On obtient : **H_{moy} = 33.842 m**

❖ **Altitude médiane :**

Elle correspond à la hauteur lue avec toute l'aire de la courbe hypsométrique à 50 degrés. Elle se rapproche de la hauteur moyenne si la courbe hypsométrique du bassin considéré représente une pente régulière (mahdi 2021).[2]

$$H_{50\%} = 49.01 \text{ m}$$

❖ **Altitudes à 5% et 95% :**

Elle correspond respectivement à l'altitude lue à 5% et 95% de la surface totale sur la courbe hypsométrique. [2]

$$H_{5\%} = 57.99\text{m}$$

$$H_{95\%} = 25.15\text{m}$$

Tableau II-4 Altitudes caractéristiques du bassin de segouili

Altitude caractéristique	Valeur (m)
Altitude max	59.1
Altitude min	23.1
Altitude médiane (50%)	33.842
Altitude à 5%	57.99
Altitude à 95%	25.155
Altitude moyenne	33.842

II.2.2 Indice de pente globale I_g :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. [2]

Avec cet indice, il est possible de caractériser la pente, qui représente la pente moyenne des pentes.. Il est calculé comme suit :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (II.5)$$

Avec : D : dénivelée.

L : longueur du rectangle équivalent.

D :est donné par :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} = 57.99 - 25.155 = \mathbf{32.835 \text{ m}}$$

H (5% et 95 %) sont les altitudes entre lesquelles s'inscrit 95 % de la surface du bassin versant.

D'où: $I_g = \mathbf{0.11}$

Tableau II-5 Classification du relief

R1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
R4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
R5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
R6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
R7	Relief très fort	$I_g > 0.1$

On déduit que le relief dans ce bassin versant est **très fort**.

II.2.1 Indice de pente de Roche I_p :

C'est la moyenne de la racine carrée de pentes mesurées sur le rectangle équivalent et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i-1} . [2]

Il est donné par la formule suivante :

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

On 'a :

S_i : Surface partielle(%)

Tableau II-6 Calcul des paramètres de l'indice de pente de rocher

Altitudes (m)	Surfaces élémentaire sSi (km ²)	Surfaces élémentaire s(%)	Hi-Hi-1 (m)	Si(Hi-Hi-1)	$\sqrt{Si(Hi - Hi-1)}$
55.89-60.09	0.2	6.54	4.2	0.84	0.916515139
51.87-55.98	0.24	7.84	4.2	1.008	1.003992032
47.76-51.87	0.05	1.63	4.2	0.21	0.458257569
43.65-47.76	0.16	5.23	4.2	0.672	0.819756061
39.54-43.65	0.15	4.9	4.2	0.63	0.793725393
35.43-39.54	0.345	11.27	4.2	1.449	1.203744159
32.31-35.43	0.055	1.8	4.2	0.231	0.480624594
27.21-32.31	0.3	9.8	4.2	1.26	1.122497216
23.1-27.21	1.56	50.99	4.2	6.552	2.559687481
					9.358799644

Donc : $I_p=5.5$

II.2.2 Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyen est le rapport de la différence de hauteur entre les hauteurs maximale et minimale sur la longueur du rectangle correspondant. Cela renseigne sur la topographie du bassin versant et donne une bonne idée du temps de transit du ruissellement direct (c'est-à-dire le temps de concentration T_c). [2].

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (II.7)$$

D'où :

$$I_{pm} = 1.26 \%$$

II.2.3 Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrologique est constitué de chaque canal d'évacuation des eaux superficielles dirigé vers l'exutoire du bassin. Il est difficile de donner une définition précise d'une masse d'eau, notamment dans le cas de masses d'eau temporaires. Le relevé hydrographique de Cheever vise principalement à les comparer, dans la plupart des cas il suffit de déterminer le fond de la vallée et de l'appliquer à l'étude de tous les bassins. (mahdi 2021)[4]

II.2.4 Densité de drainage :

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les thalwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S . Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$Dd = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II.8)$$

$$Dd = 0.962 \text{ Km/Km}^2$$

II.2.5 Temps de concentration :

- **Th** : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe ayant qu'elle ne ruisselle ;
- **Tr** : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à l'arriver vers un système de collecte.

• **T_a** : Temps d'acheminement correspond à la durée nécessaire à l'eau pour parcourir le système de collecte jusqu'à atteindre son point de sortie (l'exutoire).

T_c est la somme des trois termes :

$$T_c = \max(\sum (T_h + T_r + T_a)) \dots \dots \dots (II.9)$$

Il existe plusieurs formules [ENSH SEP .2013] :

❖ **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{0.4 \cdot \sqrt{S} + 15 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad 500 < S < 700 \text{ km}^2 \dots \dots \dots (II.10)$$

❖ **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.8 \cdot L^2}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386}$$

❖ **Formule de KIRBICH :**

$$T_c = 0.0195 \cdot L^{0.77} \cdot I^{-0.385}$$

❖ **Formule de VENTURA :**

$$T_c = 7.63 \frac{\sqrt{S}}{i_{\text{moy}}} \dots \dots \dots (II.13)$$

S > 10 km², pente faible

On choisi la formule de california ($S=3.06 \text{ Km}^2$)

Donc $T_c=7.58h$

II.2.6 La pente moyenne du cours d'eau principale :

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

La pente moyenne et partielle des plans d'eau est calculée en fonction du profil longitudinal du plan d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus couramment utilisée pour calculer la pente longitudinale d'un cours d'eau consiste à diviser la différence entre les hauteurs des points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau. [2]

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

ΔH : Dénivelé entre deux points (m).

ΔL : Distance entre deux points (Km).

II.2.7 Vitesse moyenne de ruissellement :

C'est la vitesse à laquelle l'eau s'écoule dans le réseau hydrographique pour atteindre l'exutoire, elle est donnée par la formule suivante (mahdi 2021) :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots (II.15)$$

Avec :

L : longueur de thalweg principale (km)

Tc : temps de concentration (heure)

D'où : $V_R = 0.39 \text{ km/h}$

Tableau II-7 Caractéristique de bassin versant :

Caractéristiques	Symboles	Unités	Valeurs
Surface	S	Km ²	3.06
Périmètre	P	Km	8.370
Coefficient de Gravelius	Kc	/	1.35
Longueur du R E	L	Km	2.943
Largeur du R E	l	Km	1.245
Altitude max	H _{max}	M	59.1
Altitude min	H _{min}	M	23.1
Altitude moy	H _{moy}	M	33.842
Altitude méd	H _{50%}	M	49.01
Altitude 5%	H _{5%}	M	57.99
Altitude 95%	H _{95%}	M	25.155
Indice de pente globale	I _g	%	0.11
Indice de Roche	IP		5.5
Indice de pente moy	I _{pm}	%	1.26
Densité de drainage	Dd	Km/Km ²	0.962
Longueur du cours d'eau principal	L _{cp}	Km	2.943
Pente moy du cours d'eau principal	P _{moy}	%	1.26
Vitesse moy de ruissellement	V _R	Km/h	0.4
Temps de concentration	T _c	H	7.58

II.3 Etude des précipitations :

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée. Elles peuvent se présenter sous forme liquide (pluie, brouillard...) ou sous forme solide (neige, grêle...). La hauteur de précipitation de la lame d'eau précipitée qui s'accumulerait sur une surface horizontale si toutes les précipitations y étaient immobilisées sous forme liquide. Son unité de mesure est le mm. ; Sur une surface de 1 ha, 1mm de pluie représente 10 m³ d'eau.

II.3.1 Présentation de la station climatologique :

Pour l'étude des précipitations ; il nous faut une série pluviométrique . Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station de pluviométrie l'ONM- Aéroport de Béjaïa dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau II.8.

Tableau II-8 : Les coordonnées Lambert de la station pluviométrique

Station	Code	X	Y	Z
Aéroport Bejaïa	150104	712.8	381.2	7

(Source ONM s.d.)

Une série pluviométrique qui était prise par cette station comportant les précipitations maximales journalières de 44 années d'observation depuis 1969 jusqu'à 2015 ; sont représentées dans le tableau II.9 :

Tableau II-9 : Précipitations maximales journalières à la station de Béjaïa.(1969-2015)

N°	Année	Pjmax	N°2	Année 3	Pjmax
1	1969	103,1	25	1993	39,5
2	1970	55,6	26	1994	60,7
3	1971	56,7	27	1995	48,8
4	1972	69,2	28	1996	42,1
5	1973	58,4	29	1997	82,7
6	1974	108,4	30	1998	66,3
7	1975	62,6	31	1999	58,8
8	1976	64,3	32	2000	31,2
9	1977	62,4	33	2001	90,1
10	1978	57,3	34	2002	136,8
11	1979	33,6	35	2003	49,4
12	1980	89	36	2004	63,4
13	1981	35,2	37	2005	63,3
14	1982	69,8	38	2006	49,3
15	1983	23,6	39	2007	56,7
16	1984	81,6	40	2008	58
17	1985	64,2	41	2009	74
18	1986	100	42	2010	78,6
19	1987	113,9	43	2011	50,7
20	1988	46,1	44	2012	84,5
21	1989	47,9	45	2013	36,1
22	1990	60,8	46	2014	65
23	1991	79,9	47	2015	49,6
24	1992	72,2			

(Source ONM s.d.)

II.3.2 Etude de la série pluviométrique :

❖ Caractéristiques empiriques

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières

$$\overline{P_{max,j}}$$

durant 47 ans d'observations est donnée comme suit:

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} ;$$

n : le nombre d'années d'observations (47 ans)

$$\text{AN: } \overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^{40} P_{max,j}}{47} = 64.9 \text{ mm}$$

L'écart type $\sigma_{P_{max,j}}$:

Pour n supérieures à 30 on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[\frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2} \right]^2$$

$$\text{AN: } \sigma_{P_{max,j}} = \left[\frac{1}{46} \sqrt{\sum_{i=1}^{40} (P_{max,j} - 59.74)^2} \right]^2 = 22.8 \text{ mm}$$

Coefficient de variation C_v :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}}$$

$$\text{AN: } C_v = \frac{14.99}{59.74} = 0.351$$

❖ Vérification de l'homogénéité de la série :

Afin de faire un ajustement pour notre série, il est indispensable qu'elle soit homogène, donc on va faire la vérification de l'homogénéité par le test de la médiane. [2]

a. Principe du test de la médiane :

Soit un échantillon $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, \dots, x_n$, déterminons son médiane m après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane m est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieures et 50% des x_i lui soient supérieures.

On fait comme signe : (+) pour les $x_i > m$, (-) pour les $x_i < m$.

Calculons les quantités N_s et T_s , avec :

N_s : nombre total de séries de + ou de - dans la série initiale ;

T_s : la plus grande série de + ou - au-dessus de la médiane dans la série initiale.

Ns : suit approximativement une loi normale de moyenne $\frac{N+2}{2}$ et de variance $\frac{1}{4}(N-1)$ et T suit une loi binomiale. Il nous donne un seuil compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

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

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

Si les conditions du test sont vérifiées, on conclut que la série à étudier est homogène au seuil de signification $1 - \alpha$

b. Application de ce test :

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule la médiane :

Puisque la série est impaire, la médiane est observée à la valeur centrale donc la médiane ($X_{50\%}$) = 62.4 mm

Ts : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

Alors :

- Ns = 26

- Ts = 4

▪ Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Ns $> \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1}) = 17.21$

- Ts $< 3.3 (\log_{10}(N) + 1) = 8.82$

Avec : $\alpha = 5\%$

$u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$ (Variable de Gauss, lu sur la table de Gauss pour un seuil de signification $1 - \alpha = 95\%$)

On conclure :

Pour Ns : on a : $26 > 17.21$

Pour Ts : on a : $4 < 8.82$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

II.4 Choix de la loi d'ajustement :

Pour faire l'ajustement des valeurs extrêmes il y a plusieurs lois d'ajustement les plus utilisables sont les suivantes :

- La loi de Gumbel
- La loi de lognormal
- La loi de GEV

II.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

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

Tel que : $y = a(x - x_0)$; y : la variable réduite de GUMBEL

X : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Ordonnée à l'origine en (mm)

A partir de l'équation (1) on peut écrire :

$$y_i = -\ln(-\ln(F(x_i)))$$

Donc l'expression de quantile est calculée comme suit :

$$x = \alpha y + x_0$$

Les paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL par la méthode des moments sont :

$$\alpha = 17.78 \quad ; \quad x_0 = 54.66 \text{ mm}$$

A l'aide de logiciel de Hyfran nous avons pu faire l'ajustement à la loi de GUMBEL, nous résumons les résultats dans le tableau II.10.

Tableau II-10 : Résultats de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

Période de retour T(ans)	Fréquence au non-dépassement	Valeurs théoriques XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.99	136	13.1	111-162
50	0.98	124	11.2	102-146
20	0.95	107	8.77	90.3-125
10	0.9	94.7	6.94	81.1-108
5	0.8	81.3	5.14	71.2-91.4

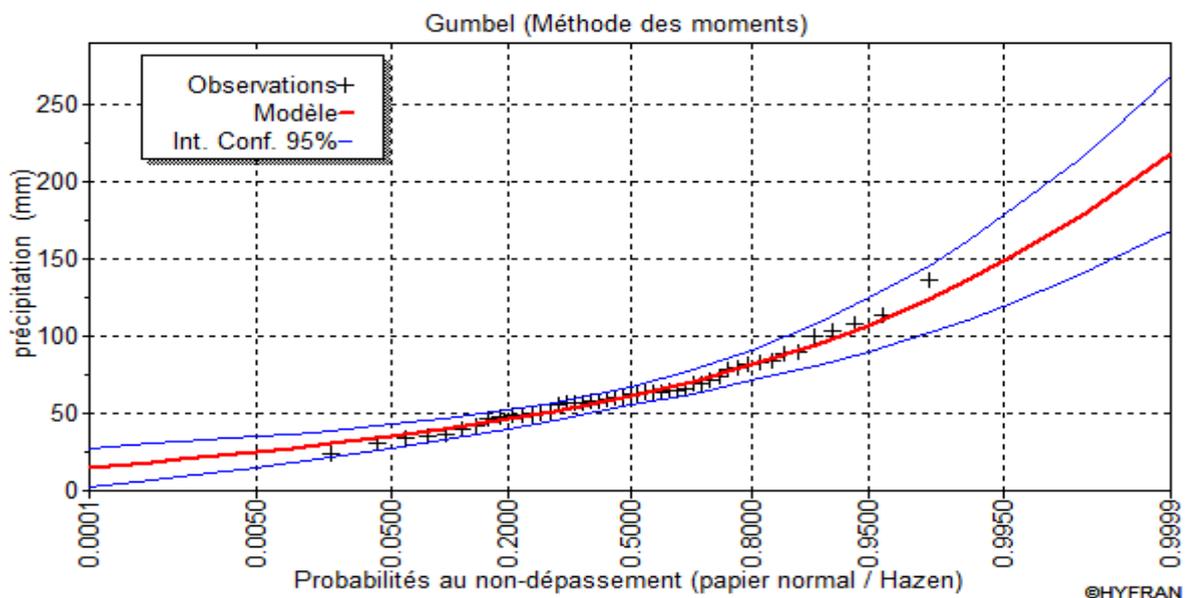


Figure II-2 Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL

II.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normale :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}s} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

Tel que : u est la variable réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}}$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{max,j}$).
- $\ln(x)$: la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x .

Donc l'expression de quantile on la résume comme suit

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)}$$

Les paramètres de la loi de Log Normal par la méthode des moments :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.287 ; \ln(x) = 4.31$$

A l'aide de logiciel de Hyfran nous avons pu faire l'ajustement à la loi de Log Normal, nous résumons les résultats dans le tableau II.11.

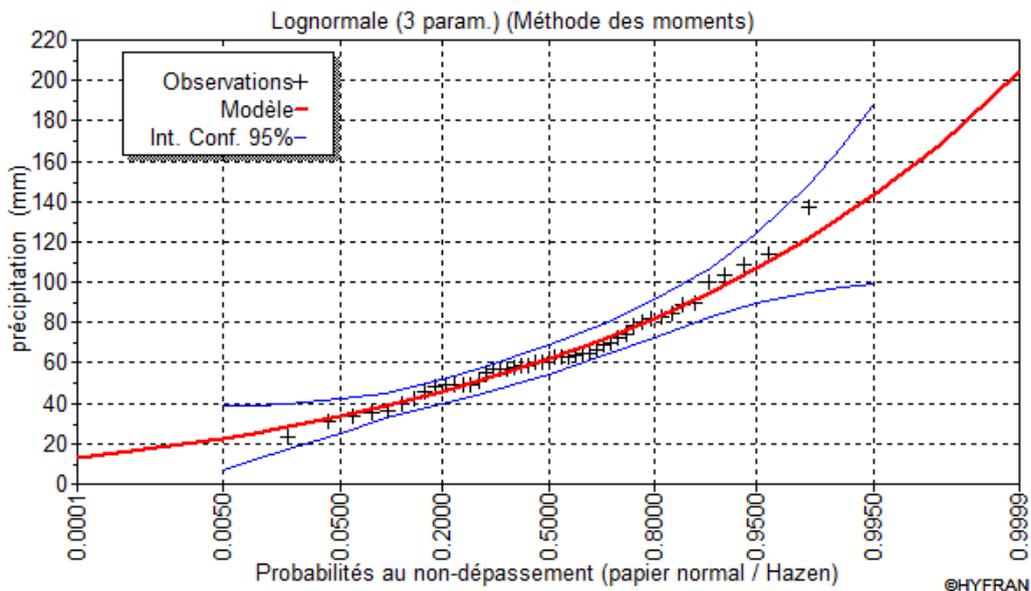


Figure II-3. Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de Log Normale.

Tableau II-11 Résultats d'ajustement de la série pluviométrique par la loi log normale.

Période de retour T (ans)	Fréquence au non-dépassement q	Valeur théorique XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.99	133	17.8	97.8-168
50	0.98	122	13.6	95.2-148
20	0.95	107	8.87	89.5-124
10	0.9	95.0	6.29	82.7-107
5	0.8	82.2	4.74	72.9-91.5

II.4.3 Ajustement de la série pluviométrique par la loi de GEV :

La fonction de répartition de la loi de GEV est :

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

Tel que y c'est la variable réduite ;

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right]$$

On note que :

x : variable étudiée (Pmax,j).

u : paramètre de position

α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

L'expression de quantile s'exprime comme suit :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky})$$

Les paramètres de la loi de GEV par la méthode des moments sont les suivants :

$$u = 54.86 \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = 18.73; \quad k = 0.042$$

A l'aide de logiciel de Hyfran nous avons pu faire l'ajustement à la loi de GEV, nous résumons les résultats dans le tableau II.12.

Tableau II-12 Résultats de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV.

Période de retour T (ans)	Fréquence au dépassement	valeur théorique XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.99	133	17.0	99.9-166
50	0.98	122	12.7	97.4-147
20	0.95	107	8.35	90.8-124
10	0.9	95.1	6.15	83-107
5	0.8	82.1	4.78	72.7-91.5

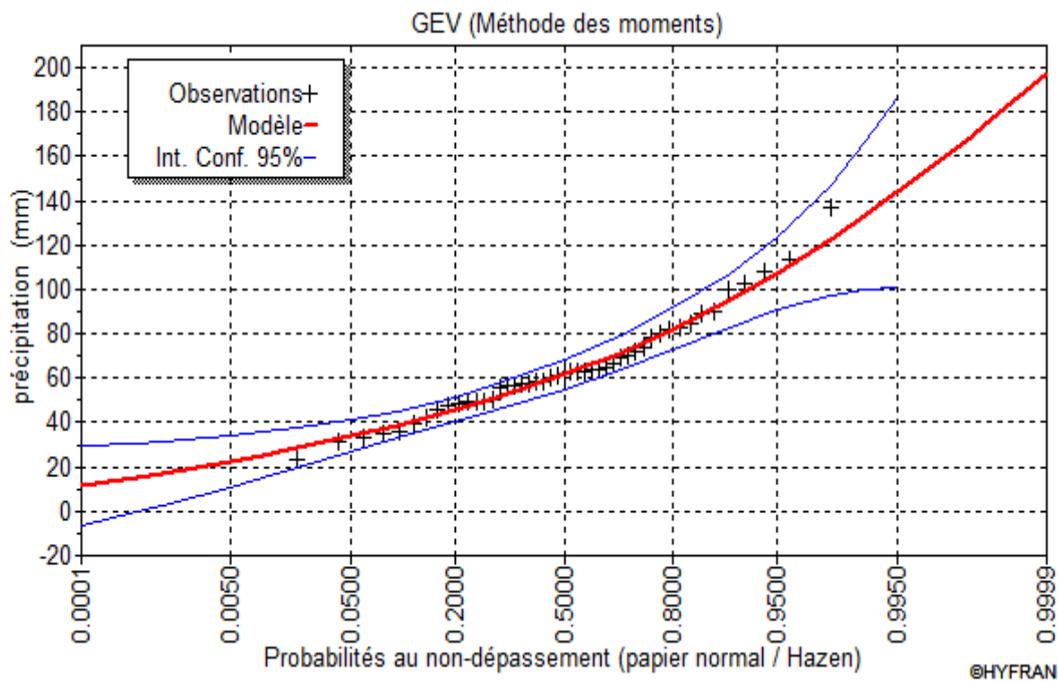


Figure II-4 Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de GEV.

II.4.4 Evaluation de la qualité de l’ajustement :

Afin de choisir une loi d’ajustement la plus adaptée à notre série pluviométrique, on évalue la qualité de l’ajustement en utilisant des tests statistiques appropriés, tels que le test du Khi carré χ^2 , ainsi qu’un test graphique.

Le test du Khi carré χ^2 :

Le test du Khi carré χ^2 est un test statistique utilisé pour évaluer si l’ensemble de données suit une distribution théorique spécifique. Ce test est couramment utilisé pour comparer les fréquences observées dans différentes classes ou catégories avec les fréquences attendues sous l’hypothèse nulle que les données suivent une distribution spécifique. [2]

Les résultats de ce test sont représentés dans le tableau

Tableau II-13 Résultats du test d’adéquation Khi carré χ^2 .

Loi d’ajustement	Nombre de paramètre	Degré de liberté γ	$\chi^2_{calculé}$	$\chi^2_{Théorique}$	Observation
GUMBEL	2	6	4.89	12,592	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{Théorique}$ Condition vérifié
Log Normale	2	5	4.89	11,07	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{Théorique}$ condition vérifié
GEV	3	5	5.66	11,07	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{Théorique}$ condition vérifié

D’après ces résultats, la condition du test de khi carré est vérifiée pour toutes les lois, pour ce là on passe au test graphique pour avoir qui est plus adéquate entre ces trois lois.

D’après la comparaison entre les graphes obtenus à l’aide du logiciel Hyfran, on opte pour la loi de GUMBEL. [2]

II.5 Pluies de courte durée :

La transaction des précipitations journalières maximales aux précipitation de courtes durées est réalisée à l'aide de la formule K.Body (ANRH 1984).

$$P_{\text{max}} = P_j \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II-22)$$

Avec :

t : durée de l'averse

b : exposant climatique , b = 0.35 selon les études régionales de l'ANRH.

Les intensités maximales pour une période « t » en heures et une période de retour « T » en année sont calculées en utilisant la relation suivant :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II-23)$$

Avec :

I : Intensité maximale de période « t(h) ».

Tableau II-14 : Pluie et intensités max d'une durée t(h)

Période de retour	1000		100		50		20		10		5	
	Pct	It										
1	24,66	24,66	18,48	18,48	16,67	16,67	14,27	14,27	12,43	12,43	10,52	10,52
2	31,43	15,72	23,55	11,78	21,25	10,62	18,19	9,09	15,84	7,92	13,41	6,71
4	40,06	10,01	30,02	7,50	27,08	6,77	23,18	5,80	20,19	5,05	17,09	4,27
6	46,17	7,69	34,60	5,77	31,21	5,20	26,72	4,45	23,27	3,88	19,70	3,28
8	51,06	6,38	38,26	4,78	34,52	4,31	29,55	3,69	25,73	3,22	21,78	2,72
10	55,21	5,52	41,37	4,14	37,32	3,73	31,95	3,19	27,82	2,78	23,55	2,36
12	58,84	4,90	44,09	3,67	39,78	3,31	34,05	2,84	29,66	2,47	25,11	2,09
14	62,11	4,44	46,54	3,32	41,98	3,00	35,94	2,57	31,30	2,24	26,50	1,89
16	65,08	4,07	48,76	3,05	43,99	2,75	37,66	2,35	32,80	2,05	27,77	1,74
18	67,82	3,77	50,82	2,82	45,84	2,55	39,24	2,18	34,18	1,90	28,93	1,61
20	70,36	3,52	52,73	2,64	47,57	2,38	40,72	2,04	35,46	1,77	30,02	1,50
22	72,75	3,31	54,51	2,48	49,18	2,24	42,10	1,91	36,67	1,67	31,04	1,41
24	75,00	3,13	56,20	2,34	50,70	2,11	43,40	1,81	37,80	1,58	32,00	1,33

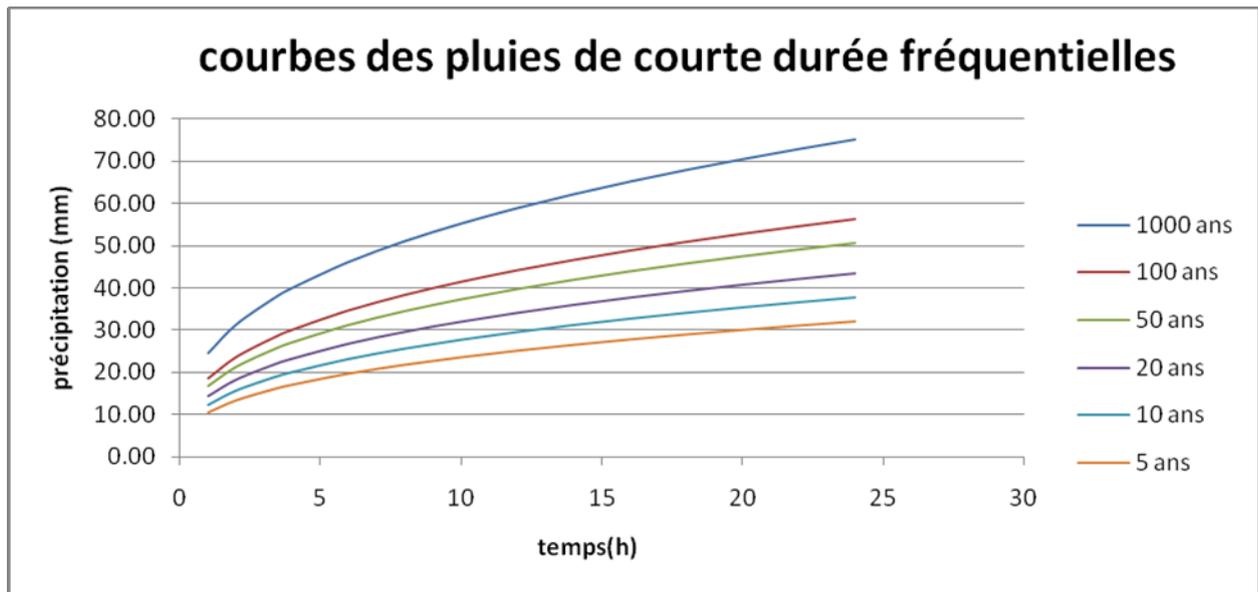


Figure II-5 : courbes des pluies de courte durée fréquentielles

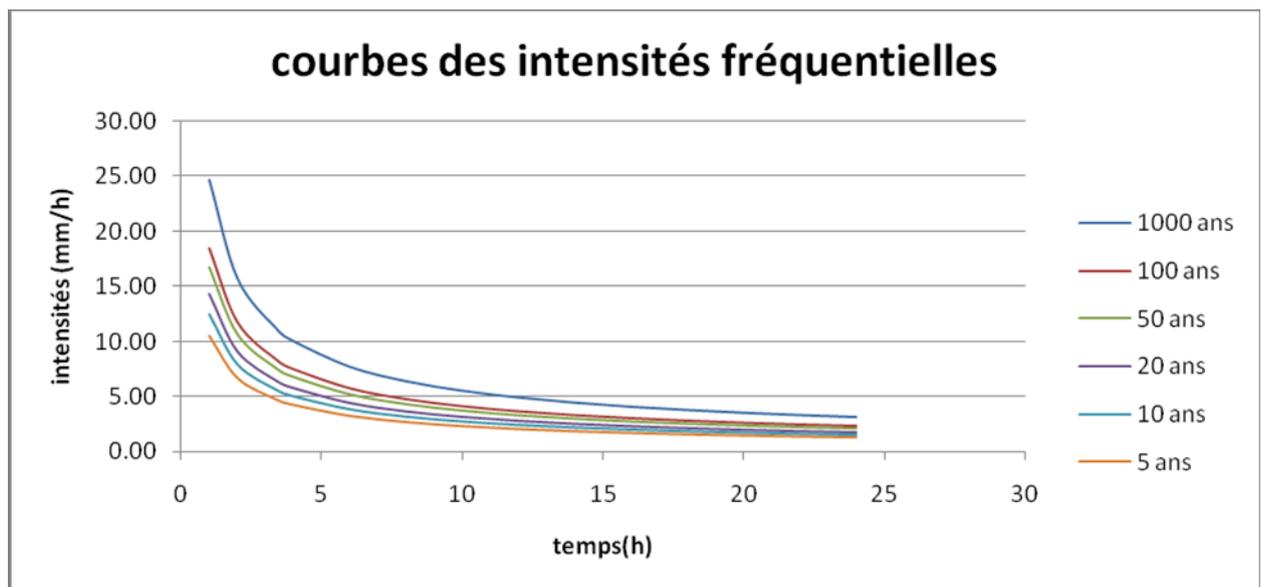


Figure II-6 courbes des intensités de courte durée fréquentielles

Tableau II-15 : pluie de courtes durées de t de concentration et intensité .

Période de retour	1000		100		50		20		10		5	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
7.58	37,77	11,17	28,30	8,37	25,53	7,55	21,85	6,47	19,03	5,63	16,11	4,77

II.6 Les apports :**II.6.1 Apports liquides :****❖ Apport moyen interannuel (A0) :**

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen interannuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques.

•Formule de DERY II:

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-24)$$

Ou:

A: apport moyen interannuel (en hm³).

•Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II-25)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e: lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

•Formule de CHAUMONT:

Coefficient de ruissellement et donné par :

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (II-26)$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau est donné par :

$$L_e = P \cdot C_e \cdot A = L_e \cdot S$$

• **Formule de COUTAGNE:**

Le déficit d'écoulement D par :

$$D = P - P^2 \dots\dots\dots (II-27)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T₀ : température de la zone d'étude est égale à 13.35 °C.

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - DA = L_e \cdot S$$

• **Formule de TURC:**

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (II-28)$$

$$A = L_e \cdot S$$

• **Formule de l'INRH :**

$$A = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-29)$$

Tableau II-16 Apports moyens interannuels.

Basin	BV
Apport moy interannuel A ₀	Mm ³
formule de l'INRH	1.59
formule de MEDINGUER	1.15
formule de COUTAGNE	1.32
formule de CHAUMONT	0.765

Conclusion :

Pour le Bassins versant On prend les valeurs de la formule de MEDINGUER parce que sont proches aux valeurs moyennes entre les 4 formules empiriques.

II.7 caractéristiques de l'écoulement :

II.7.1 Module de l'écoulement (Me):

Il est donné par :
$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (II-30)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Une période d'un en "seconde" : $T=31536.10^6$ s

II.7.2 Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M0) :

On a :
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (II-31)$$

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

II.7.3 Lame d'eau écoulée (L e) :

On a :
$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (II-32)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres]. S : Superficie du bassin.

II.7.4 Coefficient de l'écoulement (Ce):

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

II.7.5 Coefficient de variation (Cv) :

Des formules empiriques doivent être utilisées pour calculer le coefficient de variation CV et en l'absence d'une série d'observations. [2]

- **Formule de SOKOLOVSKY:**

$$\text{On a : } CV = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots(\text{II-33})$$

$$\text{Avec : } a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots(\text{II-34})$$

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

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$\text{On a : } C_v = \frac{0.7}{M^{-0.1270}} \dots\dots\dots(\text{II-35})$$

- **Formule de L'ANTONOV:**

$$C_{v=} = \frac{0.7}{(S + 1000)} \dots\dots\dots(\text{II-36})$$

Tableau II-17 Les caractéristiques d'écoulement

	S (Km ²)	A ₀ (Mm ³)	Me (L/S)	M ₀ (L/S/Km ²)	Le (mm)	Ce	Cv		
							F-SOKO	F-ANTO	F-OURK
BV	3.06	1.15	0.04	0.012	0.37	0.43	0.45	0.4	0.37

Conclusion :

Pour le Bassins versant On prend les valeurs de la formule de L'ANTONOV parce que sont proches aux valeurs moyennes entre les 3 formules empiriques.

II.7.6 Estimation fréquentielle des apports

On applique la loi log normale :

$$A_u = \frac{A \cdot e^u \sqrt{\ln(Cv^2+1)}}{\sqrt{Cv^2+1}} \dots\dots\dots (II.37)$$

A_u : apport de fréquence donnée

U : variable réduite de Gauss.

A : apport moyen annuel (Mm3)

Cv : coefficient de variation.

Tableau II-18 l'Apport fréquentielle de sous bassin versant.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	20	10	5	2	1
le variable réduit "u"	0,84	1,282	1,64	2,054	2,33
Apport (Mm3)	0,07	0,06	0,07	0,151	0,152

II.7.7 Evaluation des apports solides :

Le manque de données de mesure pour le transport solide nous oblige à accepter toute méthode empirique permettant une taille acceptable d'écoulement solide. [2]

Formule de TIXERONT :

$$E = a \cdot L^{0.15} \dots\dots\dots (II-38)$$

Où :

E_s : taux d'usure (t/km2/an)

Le : ruissellement des eaux (mm)

a : facteur qui change avec la perméabilités de sol est égale à 350 (perméabilité moy)

$\gamma = 1.4T/m^3$

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (II-39)$$

Tableau II-19 : Les apports solides

	S (km ²)	Le (mm)	Es (T/Km2/an)	Vs (m3/ans)
Bassin	3.06	0.37	37.96	82.7

II.7.8 Etude de crues :

❖ Différentes méthodes d'évaluation des crues :

Les méthodes utilisées pour déterminer les crues dépendent fortement des données disponibles. Presque chaque problème rencontré est unique en raison de la variabilité des conditions et des données, de sorte que la procédure est dictée par la disponibilité des données plutôt que par la nature des problèmes. Il n'existe toujours pas de méthode unifiée de calcul des crues, les méthodes de calcul varient également selon le responsable de l'enquête. Nous rappelons ci-dessous les différentes méthodes de calcul des crues, chacune présentant ses propres avantages et inconvénients.

a. Méthodes historiques :

Recherche archivistique, études de population et étude d'anciennes traces d'inondations . (les niveaux atteints par les crues du passé)

b. Méthodes empiriques :

Relations établies entre le débit et le bassin versant, les précipitations et la période de retour, par ex. Greager, Fuller, Snyder, Possent, etc.

c. Courbes enveloppes :

Dans une zone aux caractéristiques hydrologiques homogènes, les plus hautes crues observées sont présentées en fonction du bassin versant, ce qui permet de tracer une courbe enveloppe (Francu-Rodier, Chaumont...).

d. Méthodes probabilistes :

Analyse des vitesses d'écoulement pour déterminer la loi de probabilité à laquelle elles correspondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III...). La méthode Gradex repose sur l'hypothèse que lors de fortes pluies, lorsque la répartition de l'eau dans le sol approche de la saturation, une augmentation des précipitations tend à augmenter le débit. Ainsi, sur le graphique de Gumbel, les droites de distribution des fréquences de pluie et des débits sont parallèles.

e. Méthodes déterministes :

Fondamentalement, le processus d'écoulement des précipitations du bassin est modélisé et leur objectif est de déterminer, en plus du débit de pointe, l'hydrogramme correspondant à la crue, ce qui permet également d'estimer l'ampleur de cette crue.

f. Méthode de l'hydrogramme unitaire :

Basé sur un travail d'analyse d'averses et d'inondations (version Sherman). Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques.

II.8 Application sur les bassins versants :

l'évaluation des débit sera faite par les formules :

II.8.1 Formule de Mallet – Gauthier :

Donnée par :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{2 K \cdot \log (1 + 20 H)} \dots\dots\dots(\text{II-40})$$

\overline{K} :cte. sa valeur est de (1-3) ,on prend habituellement (1.3)

H : Précipitations annuelles moyennes, m

II.8.1 Formule de Turazza :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot i_{tc} A}{3,6}$$

i_{tc} : pluviométrie moyenne maximale pendant la période de concentration mm/h.

C : coefficient de ruissellement des crues calculé avec probabilité P%.

Tableau II-20 : valeur de coefficient de ruissellement C :

Fréquence %	1	2	5	10	20
P de retour	100	50	20	10	5
C	0,49	0,47	0,43	0,40	0,35

II.8.2 Formule de Sokolovsky :

$$Q_{\max, p \%} = 0,28 P_{tp} \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f \dots\dots\dots (\text{II-41})$$

tm

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (\text{II-42})$$

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement probable des crues.

f : rapport d'aspect d'inondation

$X_{p\%,tc}$: quantité de précipitation en millimètres, avec une probabilité p% correspondant au temps

- **Coefficient de forme de crue :**

$$f = 12/(4+3\gamma) \dots\dots\dots(\text{II-43})$$

on a: $\gamma=2$

Pour

$S < 50 \text{ km}^2$

- Pour des petits bassins non forestier, sol peu perméable, on a : $\gamma = 2; 2.5$

- Nous avons $\gamma : 2; 3$ pour bassin forestier, sol perméable

Tableau II-21 valeur de coefficient de ruissellement α

F %	1	2	5	10	20
P de retour	100	50	20	10	5
$\alpha_{p\%}$	0,54	0,52	0,48	0,44	0,39

Pour $S < 50 \text{ km}^2$; on prend $\gamma = 2$

Donc : $f = 1.2$

Tableau II-22 ; Débit du crue de bassin versant

Débit de crue au bassin versant			
T(h)	Mallet Gauthier	Turazza	Sokolovsky
Ans	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
100	79.66	81.247	84.65
50	70.280	65.89	68.64
20	67.920	65.6	65.41
10	63.14	59.8	60.17
5	59.91	56.01	55.95

- La formule de Mallet Gauthier est largement utilisée chez les hydrologues maghrébins, elle prend en compte plusieurs paramètres spécifiques au bassin versant (densité de pluie correspondant au temps de condensation, perte en eau initiale, coefficient de ruissellement, superficie du bassin versant, forme du plan d'eau, crue et temps de montée des crues).
- Nous utilisons le débit de crue maximum sur 100 ans donné par la formule de Mallet Gauthier car la méthode utilisée pour tracer l'hydrogramme de crue est la méthode Mallet Gauthier, qui a une relation directe avec la formule de crue maximale.

II.9 Hydrogrammes des crues :

La méthode Mallet Gauthier, qui combine l'hydrogramme avec deux équations paraboliques, est utilisée pour estimer des hydrogrammes de crues de différentes fréquences.

- La montée de la crue : $Q_{max} = Q_{maxp} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \dots \dots \dots (II-44)$

- La décrue : $Q_{max} = Q_{maxp} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \dots \dots \dots (II45)$

Avec :

- tm** : temps de montée = Tc.
- td** : temps de décrue = $t_m * \gamma$.

Tableau II-23 : Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme du crue de bassin

Temps	Qmax (0,1%)	Qmax (1%)	Qmax (2%)	Qmax (5%)	Qmax (10%)	Qmax (20%)
0	0	0	0	0	0	0
1.08	10,883	10,068	10,062	10,055	10,048	10,041
2.16	14,660	14,541	14,499	14,438	14,386	14,325
3.24	22,229	22,825	22,685	22,479	22,301	22,096
4.24	35,283	35,326	34,994	34,505	34,085	31,598
5.4	45,318	45,449	44,801	43,847	43,025	42,074
6.48	57,830	54,600	51,481	49,831	48,411	46,768
7.58	81.661	79,66	70,280	67,920	63,890	59,910
7.98	75.429	69,905	59,533	57,510	55,769	53,754
8.58	65.123	61,159	59,998	58,284	56,811	55,104
9.08	51.701	52,642	51,673	50,244	49,015	47,592
9.58	45.016	44,353	43,559	42,389	41,383	40,218
10.08	37.317	36,292	35,657	34,719	32,913	31,980
10.58	26.896	25,460	24,965	23,235	22,607	21,880
11.08	19.871	19,856	18,484	17,935	17,463	16,916
11.58	16.215	16,481	16,214	15,820	14,482	14,090
12.08	12,850	12,334	12,155	11,891	11,664	11,402
12.58	9,729	9,415	9,307	9,147	9,009	8,850
13.08	6,886	6,725	6,670	6,588	6,517	6,436
13.58	1,322	1,264	1,244	1,214	1,188	1,159
14.08	0,038	0,031	0,029	0,025	0,022	0,019
14.58	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

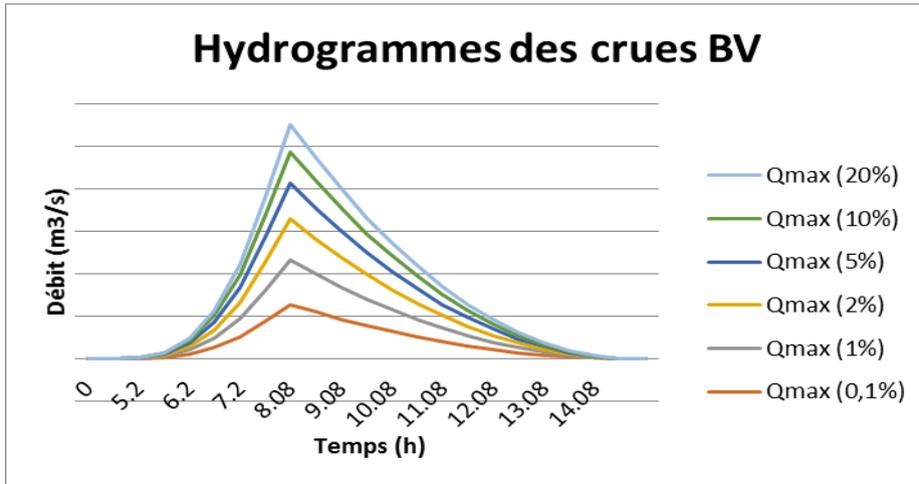


Figure II-7 : Hydrogramme de crue de Bassin versant

Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu l'évolution des crues dans le temps à travers les différents calculs et à l'aide des hydrogrammes des crues. Enfin ; l'évolution nous a permis d'indiquer les crues qui traversent la ville de Bejaïa ; pour arriver de déterminer et dimensionner les ouvrages proposés pour la protection contre l'inondation.

Chapitre III:

ETUDE DES ECOULEMENTS DANS LES COURS D'EAUX NON AMENAGES

Chapitre III Etude des écoulements dans les cours d'eaux non aménagés**Introduction**

Au stade actuel, nous construisons un système réaliste qui étudie le comportement des écoulements dans les plans d'eau non aménagés.

Simule diverses inondations prédéfinies et définit les zones couvertes par l'eau.

L'objectif est d'obtenir une carte des plaines inondables de la zone de recherche.

III.1 Description du réseau à simuler

L'étude concernera Oued Segouili sur une longueur de 2.943 Km telle que les coordonnées de l'exutoire de oued Segouili est : latitude= 36°45'34.18"N, longitude=5° 2'31.65"E.



Figure III-1 : Décharges sauvages de déblais de chantier et des ordures en tous genres sur la rive droite de oued à l'amont de la ville.

III.2 Simulation de l'écoulement sur HEC-RAS :

Nous menons désormais une étude plus localisée des inondations dans les zones à risque. Pour ce faire, nous disposons de la réponse hydrologique en tous points du bassin versant obtenue par la méthode SOKOLOVSKY, ainsi que des estimations de débits de crue pour différentes périodes de retour. [4].

La simulation est donc démarrée avec le logiciel HEC-RAS, la mise en œuvre du modèle HEC-RAS nécessite une base de données bien fournie pour les parties étudiées de l'Oued.

III.3 Démarche de la simulation :

- Modélisation de rivières.
- Modélisation des flux.
- Démarrage de la simulation.
- Visualisation et observation des résultats.

III.3.1 Modélisation de la rivière :

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique fourni par la Commission de Planification. Créer la géométrie de l'oued Ségouil consiste à appliquer des coupes types à partir desquelles sont calculés la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques d'écoulement.

Nous avons utilisé AutoCad Civil 3D pour télécharger les profils, ce qui a l'avantage de créer automatiquement des fichiers géométriques à partir de la mesure topographique reconnue par HEC-RAS et nous donne des profils croisés de l'amont vers l'aval, espacés de 30 mètres et respectant la direction. De cette façon, nous avons gagné du temps et de précision.

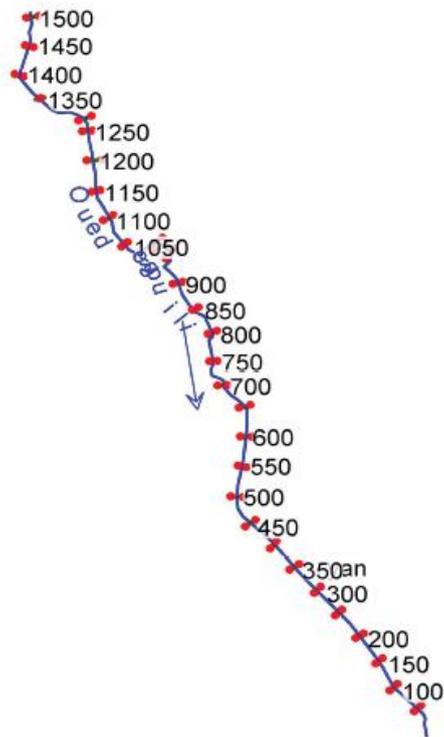


Figure III-2 Oued Segouili chargés sur HEC-RAS

III.3.2 Modélisation de l'écoulement

- ❖ Débit d'entrée.
- ❖ n : coefficient de maning.
- ❖ H_c : Hauteur critique sera calculé a l'aval et l'amont.

❖ **Le débit d'entrée d'oued segouili :**

Tableau III-1 le débit d'entrée de oued Segouili

Sous bassin	Débit centennale (m^3/s)
SB Oued_Segouili	79.66

❖ **Le choix de coefficient de Manning :**

Avec une analyse granulométrique qui nous indique que notre sol appartiendrait aux sols grossiers ou y a la présence des Caillaux, gravier et du sable.

Ce sol correspond à un coefficient de Manning égale à 0.025.

Pour notre cas on a choisi le même coefficient pour les rives et le lit.

Tableau III-2 coefficient de maning choisi pour oued segouili.

	R gauche	Lit mineur	R droite
Oued segouili	0.025	0.025	0.025

Il ne reste plus qu'à présenter les conditions aux limites de chaque tronçon, c'est-à-dire la hauteur d'eau des cours supérieur et inférieur. HEC-RAS nous propose les options suivantes

- Hauteur d'eau connue : L'élévation de chaque profil d'écoulement est connue.
- Hauteur critique : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- Hauteur normale : le logiciel nous demande la pente énergétique, qui est utilisée pour calculer la hauteur normale à l'aide de l'équation de Manning. Si la pente énergétique n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en saisissant une pente de surface ou une pente inférieure. Mise en marche de la simulation

Une fois les données géométriques et hydrométriques de l'oued Ségouil appliquées, les calculs peuvent être effectués simultanément pour plusieurs débits, sédimentaires, fluviaux ou les deux. Dans notre cas, nous sommes censés sélectionner le mode flux mixte et lancer la simulation.

III.3.3 Visualisation des résultats et constatation

Après calcul HEC-RAS, nous obtenons de nombreux résultats. De plus, des profils de zones inondables peuvent être obtenus à partir du débit observé. Et les ruisseaux, l'eau et les lignes électriques. De cette manière, il est possible d'observer le changement d'écoulement sur la surface latérale et après deux coupes transversales. On remarque que la vitesse varie beaucoup.

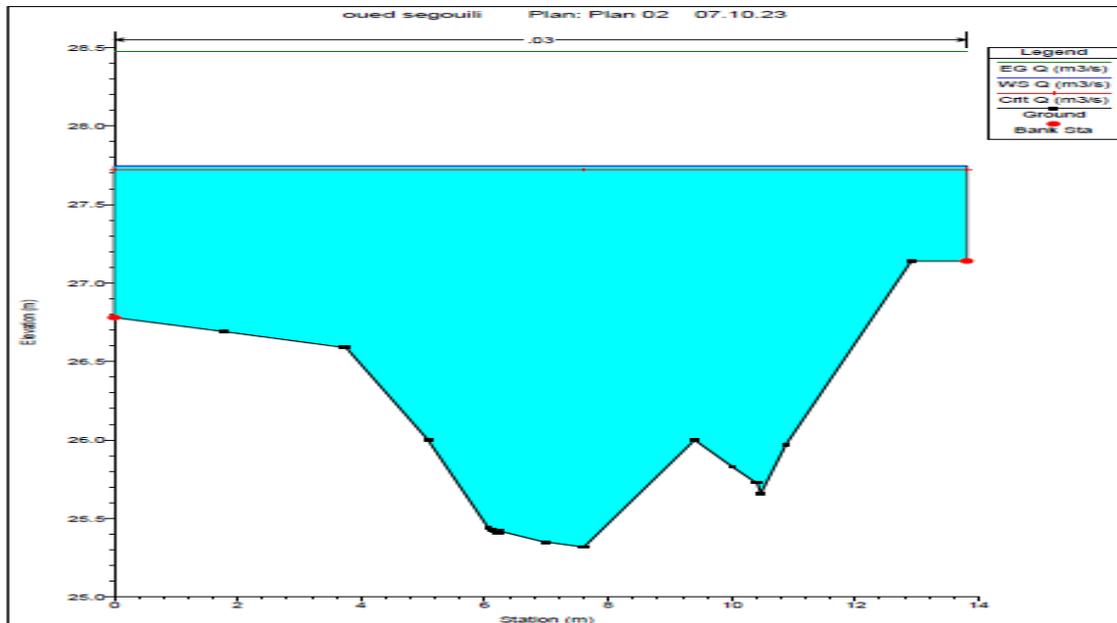


Figure III-3 Résultat de la simulation a l'aval de oued Segouili

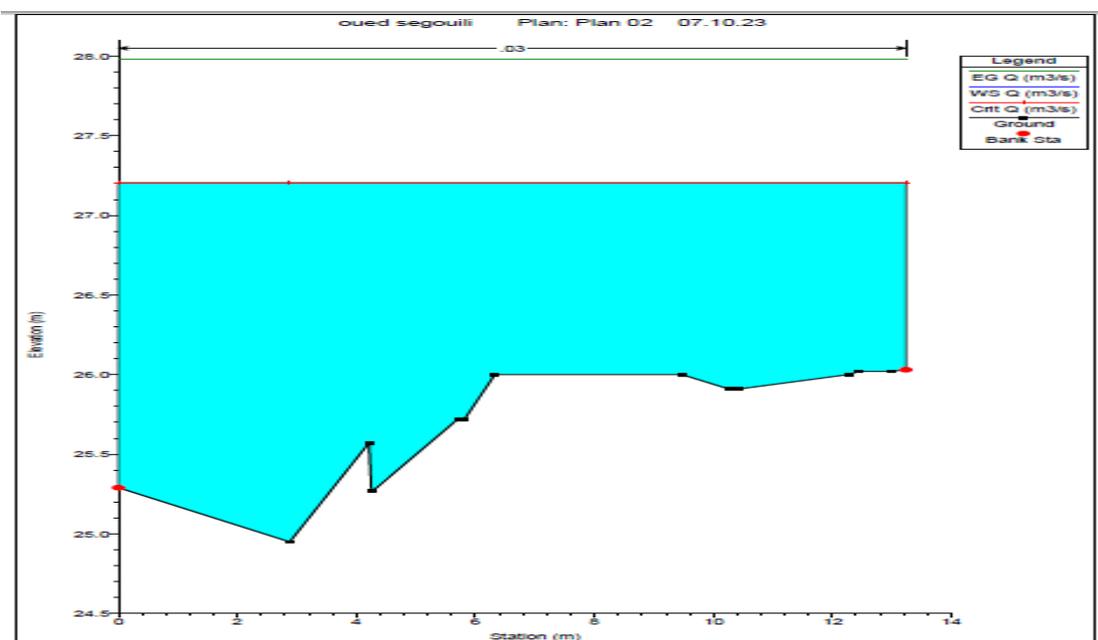


Figure III-4 : Coupe en travers d'oued Segouili

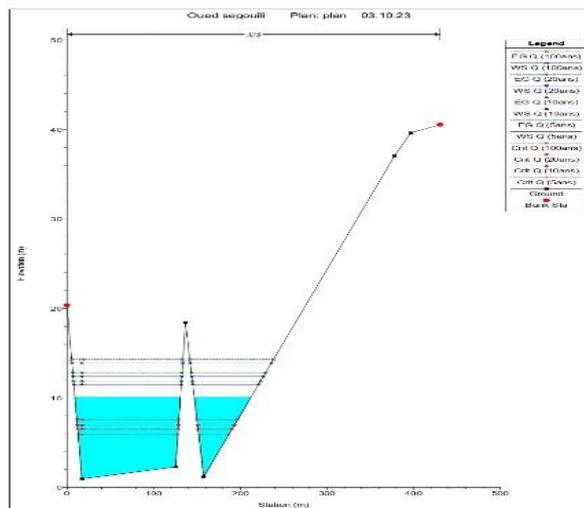
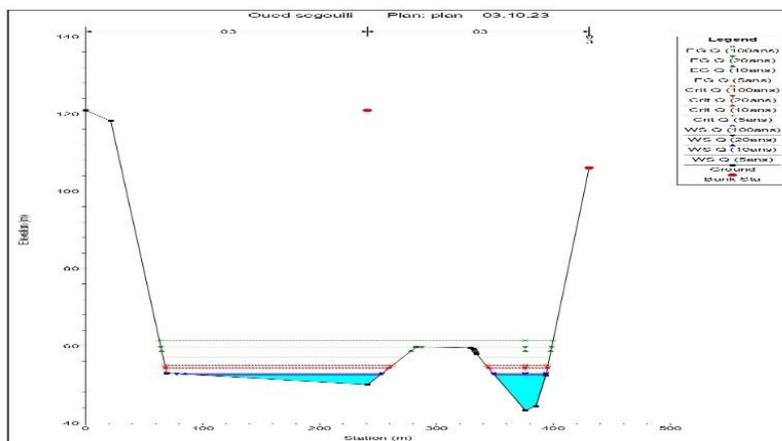
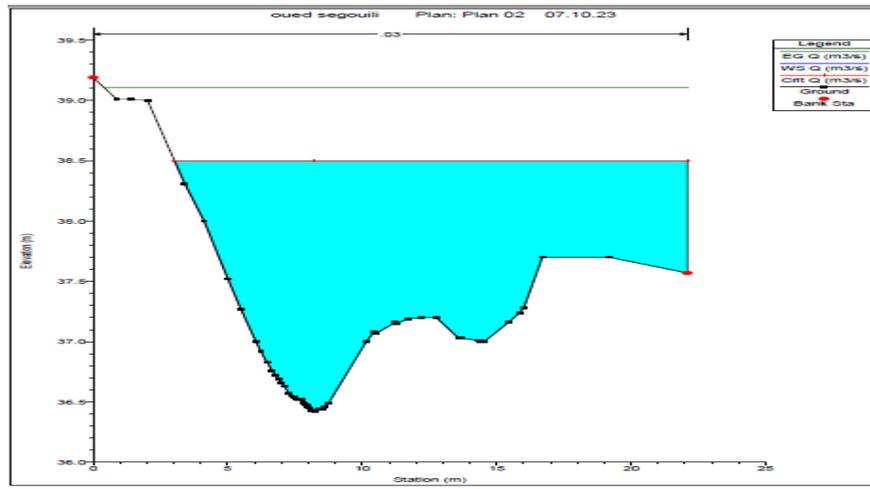


Figure III-5 Des coupes le long d'oued Segouili

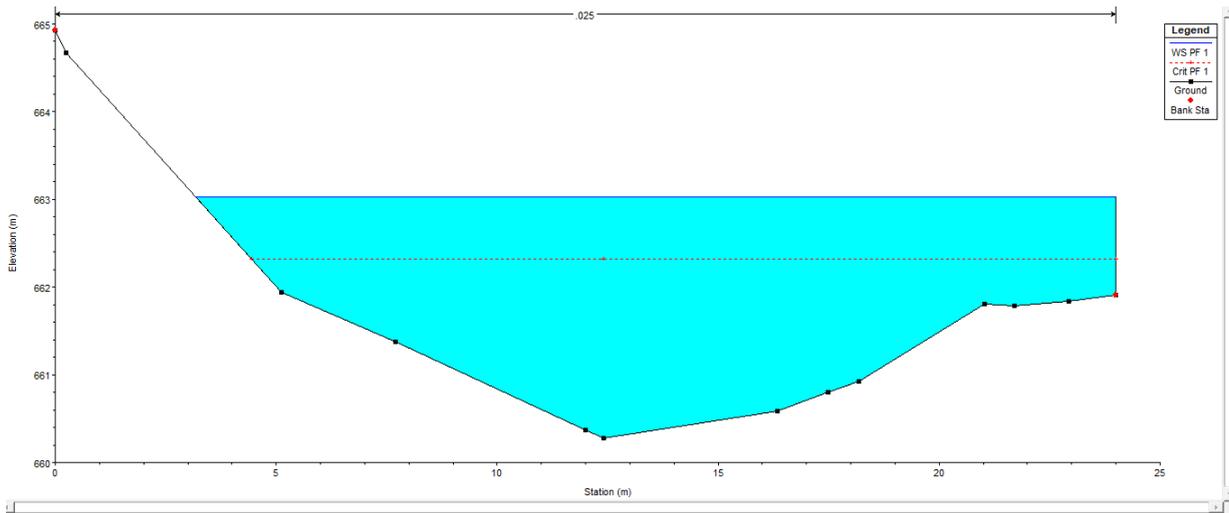


Figure III-6 résultat de la simulation a l'amont de l'oued

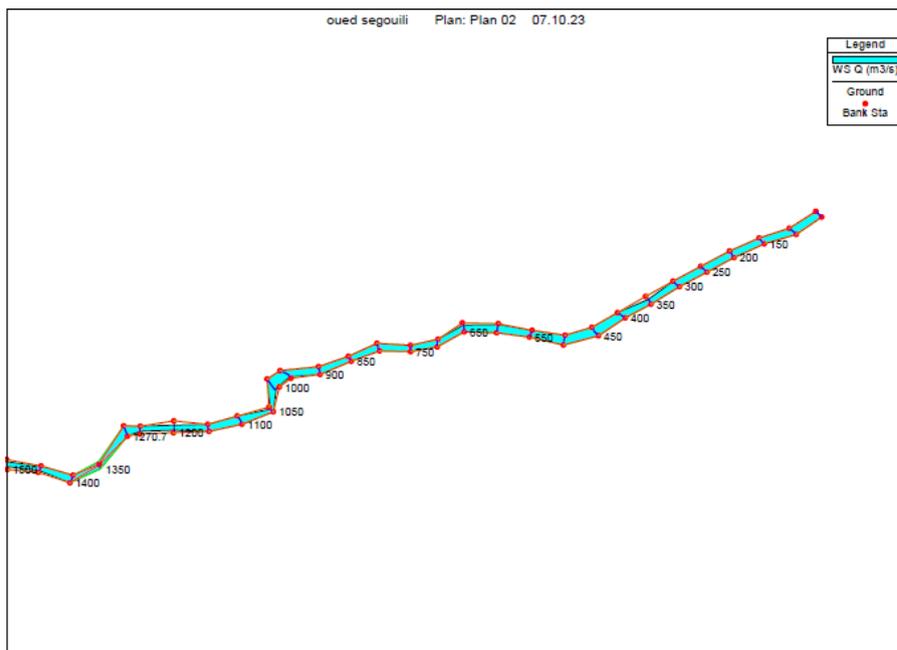


Figure III-7 Profil en long d'oued Segouili après la simulation

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif est de décrire les zones d'inondation auxquelles nous avons fait confiance dans les résultats de la simulation précédente avec l'application intégrée HEC-RAS version 5.3.0 RAS-Mapper.

Conclusion

A travers ce travail, nous avons compris la situation de notre zone d'étude, sa réponse aux inondations, et identifié les différentes zones d'inondation provoquées par la crue centennale.

Chapitre IV :

ETUDE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT POUR LES SYSTEMES DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS

Chapitre IV Etude des variantes d'aménagement pour le système de protection contre les inondations

Introduction

Le but de cette étude est de protéger la ville de Béjaïa des inondations. Cette protection consiste à choisir les meilleures solutions d'aménagement, en tenant compte des conditions naturelles.

Des plans d'aménagement de l'Oued Ségouil sont proposés sur la base des résultats obtenus dans les chapitres précédents et de l'analyse de notre zone de recherche.

Pour :

- Protège les champs et les maisons des inondations.
- Contrôle de l'érosion des berges.
- Facilite les déplacements fluviaux
- Eau, apporter de l'énergie, fournir de l'eau potable.
- Liste des différents développements

IV.1 Canalisations :

Une canalisation est une machine hydraulique artificielle, dont le concepteur doit assurer la pérennité d'un approvisionnement en eau adéquat pour son fonctionnement au milieu d'un environnement plus ou moins rude. Les modifications des propriétés géométriques et hydrauliques du plan d'eau se font par nettoyage, creusement, redressement.^[4]

❖ Dragage

Le dragage est l'approfondissement du fond d'un flanc en enlevant ses matériaux. Excaver une petite couche signifie dans tous les cas augmenter la pente et donc accélérer l'écoulement.

❖ Couverture de cours d'eaux

La couverture des plans d'eau est poussée à l'extrême, notamment dans les zones urbaines où la couverture des plans d'eau ou des canalisations peut être très longue.

❖ **Endiguement**

Le remblai augmente la hauteur des berges pour empêcher l'eau de déborder et laisser le plus d'espace possible à l'agriculture et à l'urbanisation.

❖ **Rectification**

De nombreuses voies navigables naturellement sinueuses ou sinueuses ont été artificiellement redressées (courbes croisées) sur de longues distances, généralement pour augmenter le débit.

❖ **Recalibrage**

Le principe du recalibrage est d'augmenter le débit dans la couche latérale en augmentant le débit par expansion, approfondissement ou les deux du lit.

IV.2 Variantes proposées :

Nous allons proposer deux variantes dans le but de protéger la ville de Béjaia contre les inondations mais aussi, il faut surtout que la solution choisie soit réalisable du point de vue technico - économique et qu'elle soit, bien adaptée avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

Tableau IV-1 Aménagement proposé

Oued	Aménagement proposé
Oued Segouili	Variante 1 : protection avec un canal trapézoïdale en enrochement Variante 2 : protection avec un canal trapézoïdal en béton armé.

IV.3 Première variante : Aménagement en enrochement**IV.3.1 Choix de la formule de dimensionnement**

On va suivre la formule de « Manning Stickler » :

$$Q = \frac{1}{n} R^2 S \cdot i^{1/2} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement.

n : Rugosité du canal, avec n=0.025 pour enrochement.

R : Rayon hydraulique, avec :

$$R = \frac{S}{P} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

$$S = (b + m h) h \dots \dots \dots (IV.3)$$

$$P = b + 2 h \sqrt{1 + m^2} \dots \dots \dots (IV.4)$$

m : fruit de talus est à 1.5

Tableau IV-2 : Pentés et fruit de talus correspondants

Oued	Tronçon	L (m)	Pente %	M
Oued Segouili	1	760	1.6	1.5
	2	840	1.3	1.5
	3	670	1.5	1.5
	4	670	1.1	1.5

IV.3.2 Procédé de calcul

Après faire remplacer les valeurs de S et P dans la formule (IV.1) ; on obtient :

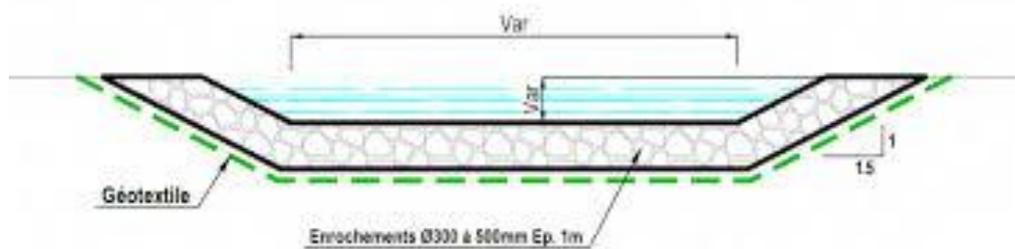
$$\frac{Q.n}{\sqrt{i}} = \frac{[b+m.h]h^{5/3}}{[b+2.h\sqrt{1+m^2}]^{2/3}} \dots \dots \dots (IV.5)$$

Les termes Q, n, I, m sont connus, le recalcul se fait avec Excel, en fixant b et en changeant h, jusqu'à obtenir l'équation entre les deux termes de la l'équation (IV.5). h, qui correspond à l'égalité, une marge de sécurité de 0,7m

❖ Les résultats par itération :

Tableau IV-3 résultats de la 1 ère variante

Oued	Tronçon	L (m)	Pente %	M	B	h	H
Oued Segouili	1	760	1.6	1.5	10	2	2.7
	2	840	1.3	1.5	10	2.2	2.9
	3	670	1.5	1.5	10	2.1	2.8
	4	670	1.1	1.5	10	2.3	3

**Figure IV-1** Schémas type d'aménagement en enrochement**IV.3.3 Simulation des résultats**

Une fois que les dimensions de chaque variante ont été déterminées, nous passons à l'étape de calcul des divers paramètres hydrauliques à l'aide du simulateur HEC-Ras.

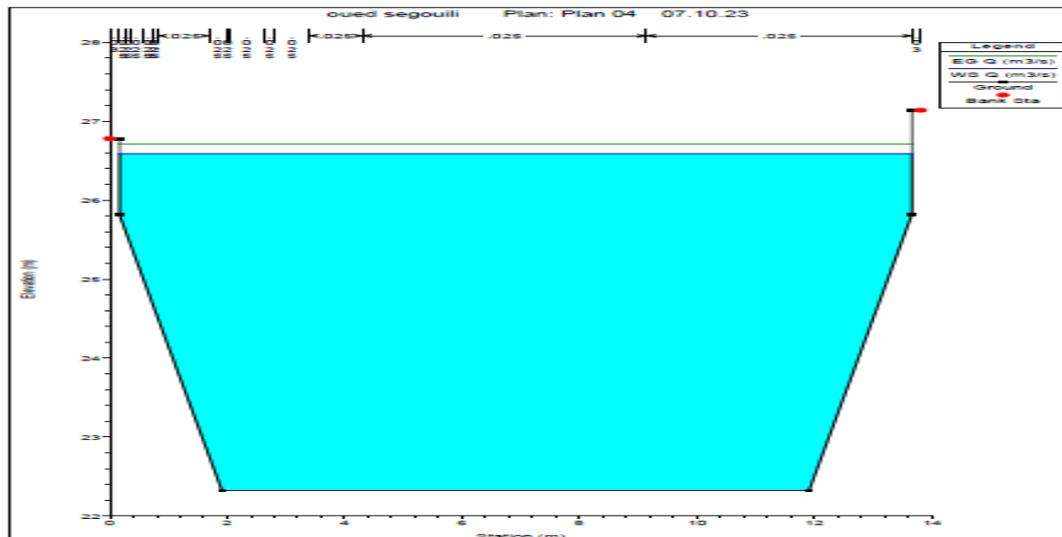
Les résultats de la simulation pour les Oueds en canal trapézoïdal nous permettent de déterminer le régime d'écoulement, la vitesse en chaque section, ainsi que la nouvelle capacité de l'oued aménagé. [5] De plus, ces résultats nous offrent des informations cruciales concernant la réaction de l'oued face à la crue du projet.

Tableau IV-4 résultats de simulation d'Oued Segouili

Tronçon	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Fr	H _c	Rq
1	79.66	6.03	1.77	3	Regime torentiel
2	79.66	4.06	1.01	2.9	Regime torentiel
3	79.66	5.03	1.37	2.7	Regime torentiel
4	79.66	3.39	0.77	2.1	Regime torentiel

IV.3.1 Interprétation des résultats :

Il est observé que la profondeur critique à l'amont est de 2,1 m, avec et la vitesse est de 3,39 m/s (Vadm), ce qui donne un nombre de Froude de 0,77 (inférieur à 1). Par conséquent, le régime en amont est qualifié de fluvial. Et à l'aval d'Oued Segouili, la hauteur critique est de 3 m, avec une vitesse de 6,03 m/s (Vadm), et le nombre de Froude est de $1,77 > 1$, indiquant ainsi un régime torrentiel.

**Figure IV-2** Profile en travers à l'amont de oued.

IV.3.2 Devis quantitatif et estimatif

Elle nous permet d'obtenir une estimation précise des coûts et des délais de réalisation. Dans le cadre de notre projet, nous élaborerons un plan d'estimation financier spécifique à l'aménagement d'Oued Segouili.

Tableau IV-5 Estimation du coût de l'aménagement

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	35781.6	250	8 945 400
Remblai	m ³	4728	200	945 600
Enrochement	m ³	18200	5000	91 000 000
Géotextile	m/l	4016.7	1600	6 426 720
TOTAL				107 317 720,00

IV.4 Deuxième Variante : Canal en béton armé

La deuxième option envisagée implique la création d'un canal trapézoïdal en utilisant du béton armé. En ce qui concerne le fruit de talus, nous optons pour un coefficient m égal à 1, afin de simplifier la réalisation d'un angle de 45° sur le terrain. Parmi les caractères de béton armé :

- Durée de vie plus longue.
- Meilleures propriétés hydrauliques.
- Délai de production très court.

IV.4.1 Dimensionnement :

Tableau IV-6 Résultats de la 2^{ème} variante

Oued	Tronçon	L (m)	Pente %	m	B	h	H
Oued Segouili	1	760	1.6	1	8	1.25	2.1
	2	840	1.3	1	8	1.3	2.2
	3	670	1.5	1	8	1.28	2.1
	4	670	1.1	1	8	1.2	2.3

IV.4.2 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé :

Tableau IV-7 Résultat de simulation d'Oued Segouili.

Tronçon	Q (m ³ /s)	V (m/s)	F	H _c	Rq
1	79.66	6.10	1.77	1.3	Régime torrentiel
2	79.66	5.69	1.6	1.28	Régime torrentiel
3	79.66	5.97	1.72	1.21	Régime torrentiel
4	79.66	5.37	1.48	1.19	Régime torrentiel

IV.4.3 Interprétation des résultats

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued Segouili, et une vitesse varie de 5.3 m/s à 6.10 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un béton armé. [5]

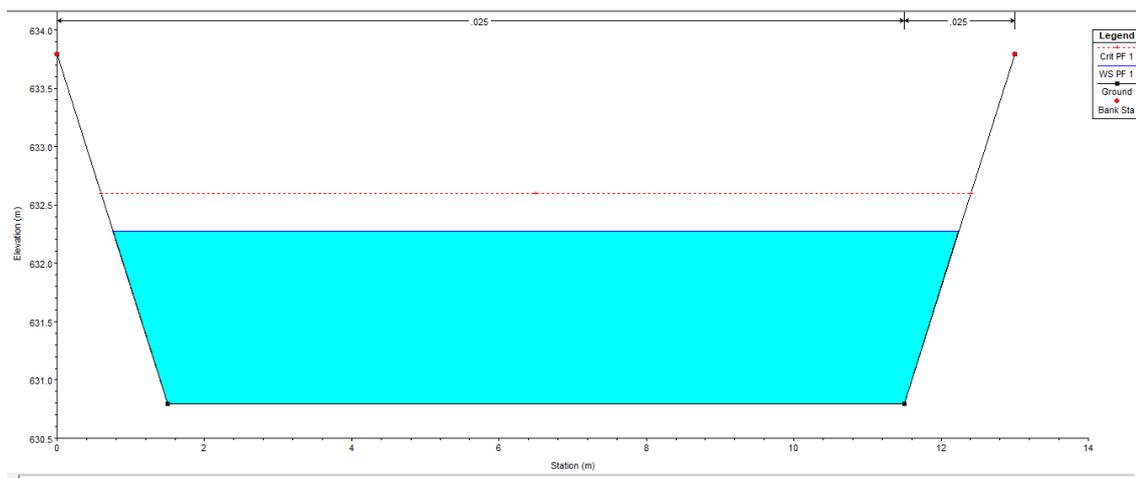


Figure IV-3 Profil en travers de la section en amont d'oued

IV.4.4 Estimation du coût de la variante :

Tableau IV-8 Estimations du coût de la variante.

Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	30781.59	250	7 695 397.5
Béton de Propreté	m ³	3445	6000	20 670 000
Béton armé	m ³	2390	30000	71 700 000
Total				100 065 397.5

Les deux variantes sont capable d'éviter le débordement de crues ;c'est pour ça on peut faire une comparaison dans côté financier ;on trouve le cout de différentes variantes dans ce tableau :

Tableau IV-9 Dimensionnement de deux variantes :

Oued segouili	Tronçon	L (m)	Pente %	M	B	h	H
En enrochement	1	760	1.6	1.5	10	2	2.7
	2	840	1.3	1.5	10	2.2	2.9
	3	670	1.5	1.5	10	2.1	2.8
	4	670	1.1	1.5	10	2.3	3
Béton armée	1	760	1.6	1	8	1.25	2.1
	2	840	1.3	1	8	1.3	2.2
	3	670	1.5	1	8	1.28	2.1
	4	670	1.1	1	8	1.2	2.3

Tableau IV-10 Résultats de simulation de deux variantes

Tronçon	Q(m ³ /s)	V(m/s) En enrochement	V(m/s) Béton armée	Fr En enrochement	Fr Béton armée	Hc En enrochement	Hc Béton armée	Rq
1	79.66	6.03	6.1	1.77	1.77	3	1.3	Regime torentiel
2	79.66	4.06	5.69	1.01	1.6	2.9	1.28	Regime torentiel
3	79.66	5.03	5.97	1.37	1.72	2.7	1.21	Regime torentiel
4	79.66	3.39	5.37	0.77	1.48	2.1	1.19	Regime torentiel

Tableau IV-11 le cout de deux variantes

Variante	Montant (DA)
Enrochement	107 317 720,00
Béton armée	100 065 397,50

IV.5 Choix de la variante d'aménagement :

IV.5.1 Critères d'évaluation :

- **Efficacité hydraulique** : correspond à l'amélioration de la puissance hydraulique rendue possible par les mesures.
- **Difficulté de mise en œuvre** : correspond à la difficulté de la mise en œuvre technique.
- **Enjeux environnementaux** : ce critère prend en compte l'occupation du sol des environs (ville, terres agricoles) et les déficits ou ressources environnementales actuels.
- **Durabilité** : correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- **Maintenance** : correspond à l'étendue et à la fréquence de la maintenance nécessaire.
- **Coût** : correspond au devis de construction.

IV.6 La variante choisie :

Les deux variantes sont capable d'éviter le débordement de crues ;et pour le coté financier, la variante : canal en enrochement sera rejeté car le coût est plus élevé donc la projection d'un canal en béton armée parait plus économique.

On opte pour la variante d'un canal en enrochement car :

- La simplicité de la réalisation.
- Cout moins élevé.
- Longe durabilité.
- Une bonne stabilité.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a aménagé oued Segouili de telle sorte qu'il existe un système de transport où l'eau s'écoule et la surface libre est exposée à la pression de l'air, dont le profil véhicule le débit maximum.

Les dimensions du canal trapézoïdal ont été réalisées à l'aide du programme HEC-RAS et la méthode d'itération manuelle montre que l'écoulement est rapide dans la plupart des canaux qui composent le projet.

L'analyse technico-économique a permis de calculer les coûts du projet d'aménagement : un canal trapézoïdal en béton armé qui protège les immeubles d'habitation de la ville de Bejaia contre les inondations et assure l'évacuation rapide du débit de crue vers l'exutoire.

CHAPITRE V :

ETUDE DE FERRAILLAGE

Chapitre V : Etude de ferrailage

Introduction :

En génie civil, les calculs et les dimensions des projets doivent être extrêmement précis. Les problèmes d'interaction, qui peuvent survenir entre deux ou plusieurs types différents de systèmes de protection physique, sont l'un des phénomènes les plus connus en génie civil et peuvent provoquer des dommages importants lors de tremblements de terre. Citation:

- **Le couplage entre un fluide et une structure est appelé interaction fluide- structure :**

La force aérodynamique F_a (pression) s'exerce sur la surface mouillée S_m du solide S , qui se déplace et/ou se déforme sous l'action du fluide F , caractérisé par sa vitesse et son champ de pression. Le couplage entre deux milieux est caractérisé par un cycle d'interactions entre fluide et solide. Les déplacements et/ou déformations des solides affectent le champ d'écoulement et donc la direction et l'intensité des charges aérodynamiques. Les propriétés de ce mélange varient d'un système à l'autre, et on ne peut considérer que les effets des fluides sur les solides (et vice versa). La modification d'un seul des paramètres F_a , F , S_m ou S peut conduire à une instabilité.

- **Interaction entre la structure et le sol :**

Aujourd'hui, nous désignons les interactions sol-structure comme des situations dans lesquelles le comportement d'une structure ne peut être évalué avec précision sans prendre en compte le comportement du sol en contact et de son interface. L'analyse considérant l'interaction sol-structure d'un point de vue structural a pour but de déterminer l'influence de l'action du sol sur la structure, notamment la pression de contact en fonction des déformations structurales, afin de pouvoir effectuer les contrôles nécessaires sur sa conception. Le problème est donc de s'assurer que les prédictions du comportement du sol soient cohérentes avec la réponse de la structure, et notamment avec sa déformation. Trois choses existent simultanément : l'interaction fluide-solide-sol ; le champ de température et le champ de contraintes interagissent dans le même système.

V.1 action et sollicitation :

V.1.1 action :

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

V.1.1.1 Les charges permanentes (G) :

Ce sont les charges constantes qui agissent en permanence sur une structure, telles que le poids propre des matériaux de construction, le poids des éléments permanents (comme les murs, les planchers, les poutres), et le poids des équipements fixes. Ces charges sont relativement stables dans le temps.

V.1.1.2 Les charges temporaires (Q) :

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

V.1.1.3 Les charges accidentelles (A) :

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

V.1.1.4 Les charges hydrauliques (H) :

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

V.1.2 Sollicitation :

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

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

$\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ dans le cas général ;} \\ \gamma_{Qi} \text{ 1,35 cas de température, charges routières et bâtiments agricoles à} \\ \text{faible densité d'occupation humaine} \\ \Psi_{0i} \text{ Coefficient de pondération des valeurs complémentaires} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} 0,77 \text{ neige, vent;} \\ 0,6 \text{ variations uniformes de la température.} \end{array} \right.$

➤ **Vis-à-vis l'ELU :**

$$1,35G_{max} + G_{min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 f_i Q_i$$

➤ **Vis-à-vis l'ELS :**

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum f_i Q_i$$

V.2 caractéristiques des matériaux :

V.2.1 le béton :

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

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

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

V.2.2 Le retrait :

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

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

V.2.3 Le fluage :

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

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

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

Ainsi, pour $f_{c28}=25\text{MPa}$, $E_{ij}=32164,2 \text{ Ma}$, $E_{vj}=10818,9 \text{ MPa}$.

V.2.4 Les armatures :

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

V.3 Contraintes de calcul :

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

V.3.1 Béton :

$f_{c28}=25\text{Ma}$

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

➤ à l'état limite ultime :

Contrainte ultime de compression :

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

Avec :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ pour une situation courante et donc } f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ pour une situation accidentelle et donc } f_{bc} = 18.5 \text{ Mpa}$$

Contrainte ultime de traction (à 28jours) :

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

➤ à l'état limite de service :

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

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

Pour un béton avec une résistance en compression à 28jours de $f_{c28}= 25 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

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

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

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

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

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

V.3.1 Acier :

➤ à l'état limite ultime :

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

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

Avec :

$\gamma_s = 1.15$: situation durable donc : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$.

$\gamma_s = 1$: situation accidentelle donc : $\sigma = 400 \text{ Mpa}$.

➤ à l'état limite de service :

Il y a trois cas à distinguer :

- **La fissuration est peu préjudiciable : la vérification doit être effectuée à l'EIU.**
- **Fissuration préjudiciable** $\delta_s = 2/3 f_e; 110 \sqrt{(\eta \times f_t)}$
- **Fissuration préjudiciable** $\delta_s = 1/2 f_e; 90 \sqrt{(\eta \times f_t)}$
-

Où :

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

V.4 Etude des voiles :

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

V.4.1 Comportement d'un voile :

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

Voile élancée : $\frac{h}{l} > 1.5$

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

Et trois modes de rupture les distinguent :

V.4.1.1 Rupture par flexion :

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

V.4.1.2 Rupture en flexion par effort tranchant :

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

V.4.1.3 Rupture par écrasement ou traction du béton :

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

V.4.1.4 Calcul des voiles et des dalles pleines :

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

V.4.1.5 Recommandation RPA99 :

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

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

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

Règles communes :

➤ Le pourcentage minimum des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.15 \% S \text{ voile complet} \\ 0.10 \% S \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

➤ Espacement des barres :

$$S_t < \min (1.5 \text{ à } 30 \text{ cm})$$

➤ Diamètres des barres :

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

➤ Longueur de recouvrement :

$$\begin{array}{l} L_r = 20\emptyset \quad \text{zone comprimée sous toutes les combinaisons} \\ 40\emptyset \quad \text{zone qui peut être tendue} \end{array}$$

Avec :

A_v cal/face : section d'armature verticale pour une face de voile unique ;

A_v min BAEL : section minimale d'armature verticale dans le voile complet;

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

V.5 Etude de stabilité d'un canal :

L'étude de stabilité d'un canal trapézoïdale est importante dans l'ingénierie hydraulique pour garantir sa sécurité ainsi que le pour le quel il a été conçu a savoir le transport efficace du débit d'eau sans causer d'érosion excessive ou de problèmes de débordement. La stabilité d'un canal dépend de plusieurs facteurs, notamment la géométrie du canal, le type de matériau utilisé pour le revêtement du canal, la vitesse de l'eau et d'autres conditions environnementales. Dans notre cas la stabilité du canal a été vérifiée par deux méthodes : la méthode classique et celle issue de l'Eurocode7.

V.5.1 Calcul des forces :

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

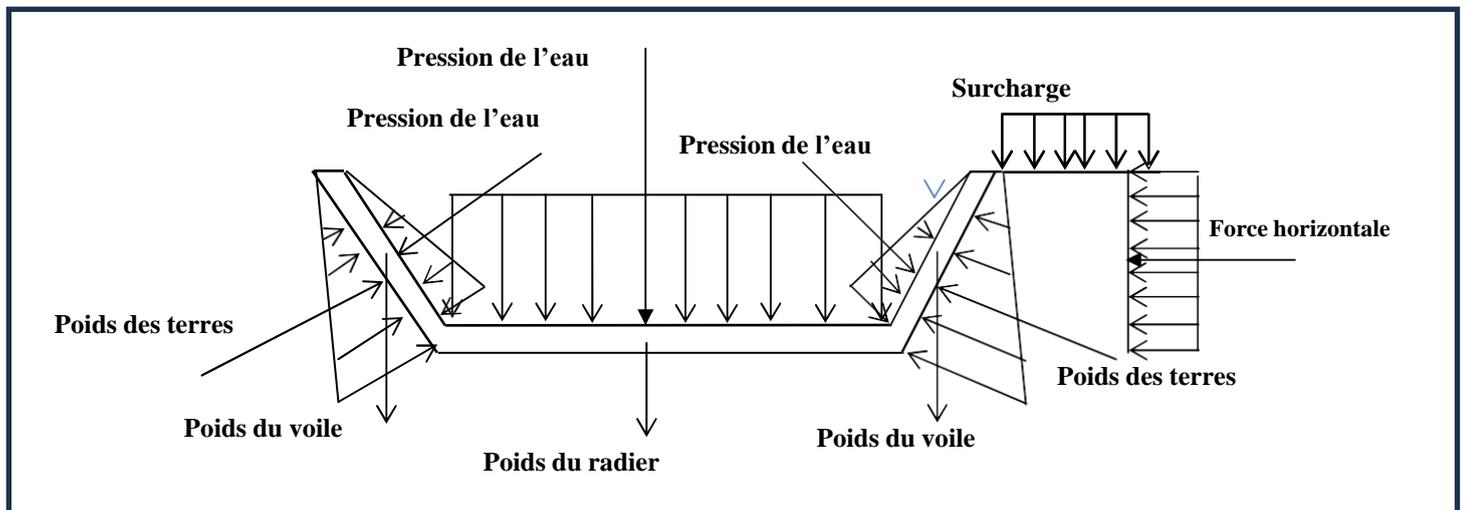


Figure V.1 : Schéma statique des efforts

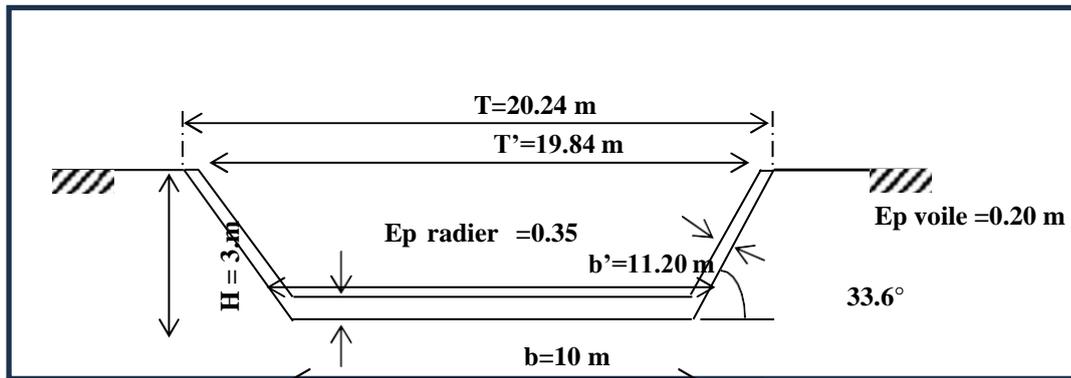


Figure V.2 : La géométrie du canal

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

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques

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

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

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

$$P_{\text{voile}} = \gamma_b \times S_{\text{voile}} \times 1 \text{ avec } S_{\text{voile}} = l_1 \times ep_{\text{radier}} = 1.102 \text{ m}^2$$

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

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

$$P_{\text{eau2}} = \frac{1}{2} \gamma_w \times l_1^2 \text{ avec } l_1 = \sqrt{3.05^2 + (3.05 / \tan(33.6))^2} = 5.51 \text{ m}$$

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

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

$$P_{\text{tx}} = P_t \times \sin(33.6) = 63.02 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ty}} = P_t \times \cos(33.6) = 93.60 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ex2}} = P_{e2} \times \sin(33.6) = 83.0 \text{ KN}$$

$$P_{ey2} = P_{e2} \times \cos(33.6) = 125.32 \text{ KN}$$

$$F_h = S \times K_a \times H = 11.32 \text{ KN}$$

Le tableau suivant représenter les charges calculé :

Tableau V.2 : Les charges et les surcharges

Notation	Effort en [KN]
Poids radié	92.75
Poids voile	27.55
P _{eau 1}	467.26
P _{eau 2}	151.80
Poids des terres	113.46
Poids des terres projection / à l'axe X	63.02
Poids des terres projection / à l'axe Y	93.60
P _{e2x} / à l'axe X droite	83.00
P _{e2y} / à l'axe Y droite	125.32
P _{e2x} / à l'axe X gauche	83.00
P _{e2y} / à l'axe Y gauche	125.32
F _h due à la surcharge	11.322

Calcul des moments :

- Déterminations du Moment renversant :

A l'E.L.S :

$$M_{renvELS} / 0 = F_h \times \frac{3.4}{2} + P_{tx} \times y_1 + P_{ty} \times (x_1 + 10) + P_{e2x} \text{ gauche} \times (y_2 + 0.35) + P_{voile} (x' + 0.10) + P_{e2y} \text{ gauche} \times (x_2 + 0.35)$$

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

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

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

$$M_{renvELS} / 0 = 1574.34 \text{ KN.m}$$

A l'E.L.U :

$$M_{renvELU} / 0 = 1.35 \times (P_{tx} \times y_1 + P_{ty} \times (x_1 + 10) + P_{voile} (x' + 0.10)) + 1.5 \times \left(F_h \times \frac{3.4}{2} + P_{e2x} \text{ gauche} \times (y_2 + 0.35) \right)$$

$$1.5 \times (P_{e2y} \text{ gauche} \times (x_2 + 0.60))$$

$$M_{renvELU} / 0 = 2284.57 \text{ KN.m}$$

- Déterminations du Moment stabilisateur/o :

A l'E.L.S :

$$M_{stabilELS} / 0 = P_{e2x} \text{ droite} \times (y_2 + 0.35) + P_{e2y} \text{ droite} \times (x_2 + 10.80) + P_{radier} (10 \times 0.5) + P_{e1} (10 \times 0.5) + P_{tx} \times y_1 + P_{ty} \times x_1 + P_{voile} (x' + 0.1 + 10)$$

$$M_{stabilELS} / 0 = 5126.02 \text{ KN.m}$$

À l'ELU:

$$M_{stabilELU} / 0 = 1.35 \times (P_{radie} (10 \times 0.5) + P_{tx} \times y_1 + P_{ty} \times x_1 + P_{voile} (x' + 0.1 + 10))$$

$$1.5 \times (P_{e2x} droite \times (y_2 + 0.35) + P_{e2y} droite \times (x_2 + 10.80) + P_{e1} (10 \times 0.5))$$

$$M_{stabilELU} / 0 = 7325.92 \text{ KN.m}$$

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

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

L'ELS	Moment stabilisatrice	5126.02 KN.m
	Moment de renversement	1574.34KN.m
L'ELU	Moment stabilisatrice	7325.92 KN.m
	Moment de renversement	2284.57KN.m

V.5.2 la stabilité au renversement :

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

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

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

- **Le moment stabilisant à l'ELS :**

$$M_{stabilELS} / 0 = 5126.02 \text{ KN.m}$$

- **Moment déstabilisant à l'ELS :**

$$M_{renvELS} / 0 = 1574.34 \text{ KN.m}$$

Alors

$$\frac{M_{stabilELS} / 0 = 5126.02 \text{ KN.m}}{M_{renvELS} / 0 = 1574.34 \text{ KN.m}} = 3.25 > 1.5 \Rightarrow \text{D'où la stabilité du canal est}$$

vérifiée contre le renversement.

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

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

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

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

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

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

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

A l'ELS :

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

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

A l'ELU :

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

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

Pour le moment net à l'ELS :

$$M_{net-ELS} = M_{stab-ELS} - M_{renv-ELS} = 5126.02 - 1574.34 = 3550.68 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELU on a :

$$M_{net-ELU} = M_{stab-ELU} - M_{renv-ELU} = 7325.92 - 2284.57 = 5041.35 \text{ KN.m}$$

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

Tableau VI.4: L'excentricité de la résultante des charges

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

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

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

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

Donc selon l'Eurocode 7 notre canal est stable.

V.5.3 la stabilité au glissement :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$H_d \leq R_{hd}$$

Avec :

H_d : La somme des forces stabilisatrice

R_{hd} : La force stabilisatrice

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

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

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

Avec :

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

δ_d : Angle de frottement sol – fondation :

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

Où : $k=2/3$ cas de fondation en béton préfabriqué $k=1$ cas de béton coulé sur place.

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

Cas de sol \Rightarrow en conditions non drainées (C_u et $\varphi_u=0$) la force est déterminée par la formule suivante :

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

Et $A' = B' \times L'$, ($L' = 1$) et $B' = B - 2e$

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

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

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

• **Vérification du glissement :**

à l'ELS :

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

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

à l'ELU :

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

$$H_d = 1.5 \times F_h = 1.5 \times 11.322 = 16.983 \text{ KN}$$

Cas drainée-Remblai ($C'=0$ et $\varphi'=30^\circ$)

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

À l'ELS :

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

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

À l'ELU :

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

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

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

D'où

$$\text{à l'ELS} \Rightarrow R_{hd} = \frac{678.99 \times \tan(30)}{1.1 \times 0.9} = 384.98 \text{ KN}$$

$$\text{à l'ELU} \Rightarrow R_{hd} = \frac{1024.66 \times \tan(30)}{1.1 \times 0.9} = 586.56 \text{ KN}$$

La condition $H_d \leq R_{hd}$ est vérifiée pour les deux états limites

Cas non drainée- Argile**($C_{uk}=45$ KPa et $\phi_u=0$)****Calcul de R_{hd} à L'ELS :**

$$R_{hd} = \min\left(\frac{(10 - 2 \times 0.009)45}{1.1 \times 0.9}; 0.4 \times 678.99\right) = (453.73; 271.60) = 271.60 \text{ KN}$$

Calcul de R_{hd} à L'ELU :

$$R_{hd} = \min\left(\frac{(10 - 2 \times 0.009)45}{1.1 \times 0.9}; 0.4 \times 1024.66\right) = (453.73; 409.86) = 409.86 \text{ KN}$$

La condition $H_d \leq R_{hd}$ est vérifiée pour les deux états limites**V.5.4 La stabilité au poinçonnement :**

La vérification de la stabilité de notre canal trapézoïdale au poinçonnement a été réalisée selon la méthode classique.

La stabilité au poinçonnement par la méthode classique : on doit satisfaire la condition su

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100 \times B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \text{ avec : } e = \frac{M_G}{N} \text{ et la largeur du canal en bas}$$

Avec la contrainte admissible du sol est prise égale à $\sigma_{sol}=200$ KpaAvec la contrainte admissible du sol est prise égale à $\sigma_{sol}=200$ Kpa**Déterminations des efforts résultants au centre de gravités de la base de la fondation :****à l'ELS :**

$$N_{/G} = P_{e2y \text{ droite}} + P_{e2y \text{ gauche}} - 2 \times P_{ty} + P_{e1} + P_{radier} + 2 \times P_{voile} = 678.99 \text{ KN}$$

$$M_{/G} = F_h \times H/2 = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{19.25}{678.99} = 0.0284 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{100 \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{678.99}{1 \times 10} \left(1 + \frac{6 \times 0.0284}{10}\right) = 69.06 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100 \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{678.99}{1 \times 10} \left(1 - \frac{6 \times 0.0284}{10}\right) = 66.74 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 68.48 \text{ KPa} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KPa}$$

à l'ELU :

$$N_{/G} = 1.35 \times (2 \times P_{voile} + P_{radier} - 2 \times P_{ty}) + 1.5 \times (P_{e2y \text{ droite}} + P_{e2y \text{ gauche}} + P_{e1}) = 1024.66 \text{ KN}$$

$$M_{/G} = 1.5(F_h \times H/2) = 28.871 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{28.871}{1024.66} = 0.0282 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{100 \times B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{1024.66}{1 \times 10} \left(1 + \frac{6 \times 0.0282}{10} \right) = 104.20 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100 \times B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{1024.66}{1 \times 10} \left(1 - \frac{6 \times 0.0282}{10} \right) = 100.73 \text{ KPa}$$

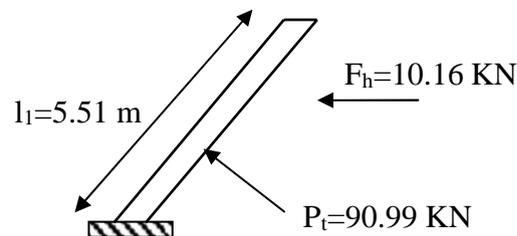
$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 103.33 \text{ KPa} < 1.5 \times \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KPa}$$

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée selon les deux états limites.

V.6 Le ferrailage du canal :

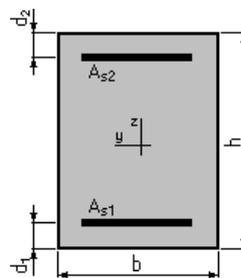
Déterminations du moment à l'encastrement à vide (sans prise en compte de l'eau)

$$\text{à l'elu} \Rightarrow M_{\text{encastrement}} = 1.35 \left(P_t \times \frac{l_1}{3} \right) + 1.5 \times F_h \times \left(\frac{H - ep}{2} \right) = 248.85 \text{ KN.m}$$



V.6.1 Ferrailage des voiles :

On prend une bande de 1m



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$M_e = 248.85 \text{ KN.m} = 24.885 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Alors } \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_e}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \text{ Alors } \mu = 0.606 > \mu_l = 0.391 \text{ Asc} \neq 0$$

Armature comprimé :

$$A_{sc} = 18.06 \text{ cm}^2 \text{ on choisie } 6\text{T}20 \text{ } A_{\text{choisie}} = 18.85 \text{ cm}^2,$$

$$A_{\text{rep}} = A_{\text{choisie}}/4 = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ notre choix est } 6\text{T}12 \text{ es} = 15 \text{ cm, alors } A_{sc} = 18.85 \text{ cm}^2 \text{ et}$$

$$A_{\text{rep}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin}=0.20.B = 4\text{cm}^2 \text{ alors } A_{smin}=0.20bd.A_{smin} \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$=1.785\text{cm}^2$$

$$A_s=\max (A_s.A_{smin})= 18.85\text{cm}^2$$

Armature tendue : $A_{st}=45.32\text{cm}^2$ on choisie 6T32

V.6.2 Ferrailage du radier :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 103.33 \text{ KPa} = 1.033\text{bars}$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 100 = 103.3 \text{ kg/cm}$$

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = 3920247.91 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \text{ Alors } \mu=0.270 < \mu_l=0.391 \text{ pivot A y'a pas d'acier comprimé}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3920247.91}{0.839 \times 32 \times 3478.26} = 41.98 \text{ cm}^2$$

Alors on 6T32 es=15cm

$A_s = 48.25 \text{ cm}^2$ $A_{rep} = 48.25/4 = 12.06 \text{ cm}^2$ on choisie 6T16 $A_{smin} =$
 $0.23bd.$ $\frac{f_{td}}{f_e}$
 $A_{smin} = 3.86 \text{ cm}^2$
 Alors $A_s = \max (A_s, A_{smin})$

Conclusion :

Dans ce chapitre, en plus du renforcement des murs et des radiers, nous pouvons vérifier la stabilité du canal par deux méthodes (méthode classique et méthode Eurocode 7).

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

Chapitre VI Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier son principe est de prévoir des ressources indispensable soit :humaines ; matérielles; matériaux ; et de suivi strictement un rythme de travail dans le but de réalisé un projet d'excellence ;qualité ;économique et dans un court délai.

VI.1 Généralité :**VI.1.1 Maitre d'ouvrage :**

C'est une personne physique ou morale pour laquelle des travaux sont réalisés, le maître d'ouvrage (concepteur, constructeur, etc.), son rôle est :

- Identifier ces besoins en matière de construction.
- Organiser des activités d'investissement.
- Choisir un chef de projet ou une agence de design.
- Financer les travaux effectués.

VI.1.2 Maitre de l'ouvre :

Il est personne physique ou morale, il est conseiller technique désigné par le maître d'œuvre pour réaliser une ou plusieurs tâches de construction, sa mission est :

- Gérer les travaux.
- Assurer la faisabilité du projet.
- Vérifier l'exactitude des travaux.

VI.1.3 Entrepreneur

C'est une personne physique ou morale qui est chargée de l'exécution des travaux dans des conditions bien définies. Son rôle est :

- Renseignez-vous sur le prix du projet.
- Déterminez les coûts unitaires de production de chaque pièce.
- Dessiner des plans d'installation.
- Réaliser les travaux prévus.

Tableau VI-1 : Engin utilisé

Tache	Engin	Travail et action
Travail de préparation	Dozers	Éliminé des obstacles et les éléments parasites
	Pelles	
	Camions	
	Chargeurs	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Niveleuse	
	Camions	
	Dozers	
	Chargeurs	
	Dumpers	
Compactage	Compacteurs à pieds de mouton	Consolider les berges del'oued éviter naufrage
	Tous types de rouleaux lisses	

VI.2 Devis estimatif et quantitatif de projet :

Le prix sera défini avec :

- Prix pour le travail au sol.
- Prix initial de livraison et d'installation (cabine, toutes les pièces).

Tableau VI-2 Devis des travaux d'aménagement

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire(D	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m ³	30781.6	250	7 695 397.5
	Remblai	m ³	0	200	0
Béton de propreté		m ³	3445	6000	20 676 000
Béton armé		m ³	2390	30000	71 700 000
Montant Totale					100 065 397.5
TVA 19%					19 012 425.525
Total TTC					119 077 823.025

Le devis du projet est estimé à : cents dix-neuf millions soixante-dix-sept mille huit cent vingt-trois virgule zéro vingt-cinq dinars algériens.

VI.3 Définition de technique de la planification :**VI.3.1 Planification :**

La planification du travail est un moyen de rechercher constamment la meilleure façon d'utiliser de manière économique la main-d'œuvre et d'autres méthodes d'exécution pour garantir l'efficacité opérationnelle. Il s'agit de garantir que les travaux soient effectués dans le bon ordre, à temps et de la manière la plus rentable possible. Cela consiste en:

- Installation d'emplois.
- Perception immédiate.
- Analyse des tâches.
- Horaire.

Deux méthodes de conception :

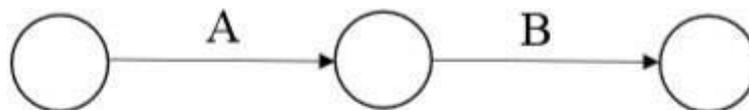
- Méthodes en ligne.
- Méthodes basées sur des graphiques.

a. Méthode basée sur le réseau :**Définition :**

Un réseau est une représentation graphique d'un projet qui peut être utilisé pour exprimer les relations entre différentes activités qui peuvent être consécutives, simultanées, convergentes et la durée d'exécution : [1]

- Réseau à flèches :

Une fonction est représentée par une flèche et une rangée de fonctions avec des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

- Réseau à nœuds :

Une fonction est représentée par un nœud et une ligne de fonctions par des flèches.



L'opération B commence qu'après l'opération A.

VI.3.2 Construction du réseau :

On suit 6 opérations pour effectuer un réseau :

- Créer une liste de tâches : Cette première étape contient une liste très précise et détaillée de toutes les activités liées à la mise en œuvre du projet.
- Détermination des tâches passées : Une fois la liste des tâches à accomplir établie, créer un réseau n'est pas toujours simple, car il n'est pas facile de dire si les tâches passées doivent être séquentielles ou cumulatives.
 - Construction de graphiques partiels.
 - Regroupement de sous-graphes.
 - Définir les tâches initiales et finales du travail.
 - Construction de réseaux.

VI.3.3 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI 2004):**❖ Méthode C.P.M (méthode française) :**

Le but de cette méthode est de réduire le temps nécessaire pour réaliser les travaux en considérant trois étapes.

Étape 1 : Le travail requis pour réaliser ce travail.

Étape 2 : Analysez systématiquement le réseau heure par heure, jour par jour selon l'unité de temps choisie.

Étape 3 : Adaptez le réseau aux conditions ou restrictions fixées par l'entreprise. [1]

❖ Méthode P.E.R.T (Évaluation de Programme et Évaluation Technique)

Appelée technique de planification des tâches et de gestion de programme, il s'agit d'une méthode permettant d'organiser plusieurs tâches sous forme de réseau, qui, grâce à sa chronologie et ses dépendances, contribue à la réalisation du produit final.

VI.3.4 Méthode basée sur le graphique :**❖ Méthode linéaire (ligne of balance technic) :**

Cette méthode est destinée à la planification de projets de construction **comportant des** travaux répétitifs.

❖ Méthode à barres :

Cette technique consiste à définir deux réseaux et un histogramme (plan de travail).

VI.4 Les étapes de planification :

La planification est un processus qui guide le travail à effectuer et comprend les étapes suivantes :

VI.4.1 Collection d'information :

Faire une analyse synthétique des informations obtenues au cours des études comparatives permet une utilisation correcte du plan de mise en œuvre du projet. [1]

VI.4.2 Décomposition d'un projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé différemment. Nous nommons la personne responsable de chaque tâche et ses besoins matériels.

VI.4.3 Relation entre les tâches :

Il existe deux connexions importantes pour accomplir la tâche. L'un est lié à l'ordre logique et l'autre à la priorité. [1]

VI.4.4 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend essentiellement du type de structure à construire. Si les activités se succèdent, comme dans notre cas, mieux vaut choisir la méthode C.P.M.[1]

❖ Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M :

Les paramètres les plus importants pour réaliser cette méthode sont : DCP, tr, DFP, DCPP, DFPP et MT. [1]

DCP	tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

On a :

tr : Temps de la réalisation

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Au plus tard à la date de début.

DFP : Date de fin anticipée..

DFPP : Date de fin au plus tard.

MT : Délai nécessaire pour réaliser la procédure.

Pour :

$$DFP = DCP + tr \quad / \quad DCPP = DFPP - tr$$

❖ Diagramme de Gantt

Pour illustrer visuellement l'avancement des différentes activités (tâches) qui composent un projet. La colonne de gauche du graphique répertorie toutes les tâches à accomplir, tandis que l'en-tête répertorie les unités de temps les plus appropriées pour le projet (jours, semaines, mois, etc.). Chaque tâche est représentée par une barre horizontale dont la position et la longueur indiquent les date de déroulement projet (début et fin et la durée) ; à partir de schéma on peut conclure: [1]

- Diverses tâches à considérer.
- Date de début et de fin des tâches.
- Durée estimée pour chaque tâche.
- Duplication possible des tâches et durée de la duplication.
- La date de début et de fin de l'ensemble du projet.

En bref, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches qui doivent être accomplies pour mener à bien un projet et indique la date à laquelle ces tâches doivent être terminées (chronologie). La méthode CPM est une méthode de planification qui vise à réduire le temps et les coûts nécessaires à la réalisation d'un projet et à augmenter la productivité du travail. Pour construire un réseau, il faut d'abord expliquer les différentes tâches du travail ; dans ce tableau :

Tableau VI-3 :Les opération avec durée :

Etape :	Désignation d'opération :	Co de	Rendement pratique/h	Durée (Jours)
Débit :	Installation du chantier	A	/	4
Partie 1 (Tronçon 1)	Travaux de terrassement + Compactage	T1	120	23
	Lit de béton de propreté	P1	40	4
	Bétonnage	B1	25	12
Partie 2 (Tronçon 2)	Travaux de terrassement + Compactage	T2	120	23
	Lit de béton de propreté	P2	40	4
	Bétonnage	B2	25	11
Partie 3 (Tronçon 3)	Travaux de terrassement + Compactage	T3	120	24
	Lit de béton de propreté	P3	40	4
	Bétonnage	B3	25	12
Partie 4 (Tronçon 4)	Travaux de terrassement + Compactage	T4	120	7
	Lit de béton de propreté	P4	40	2
	Bétonnage	B4	25	4
FIN	Finition et déménagement du chantier	F	/	4

Tableau VI-4 Succession des tâches :

Code	Durée (Jours)	Succédé	Précède
A	4	T1	/
T1	23	P1, T2	A
P1	4	B1, P2	T1
B1	12	B2	P1
T2	23	P2, T3	T1
P2	4	B2, P3	T2 P1
B2	11	B3	B1 P2
T3	24	P4, T4	T2
P3	4	B4, P4	T3, P2
B3	12	B4	P3, B2
T4	7	P4, T5	T3
P4	2	B4, P5	T4, P3
B4	4	F	B3, P4
F	4	/	B4

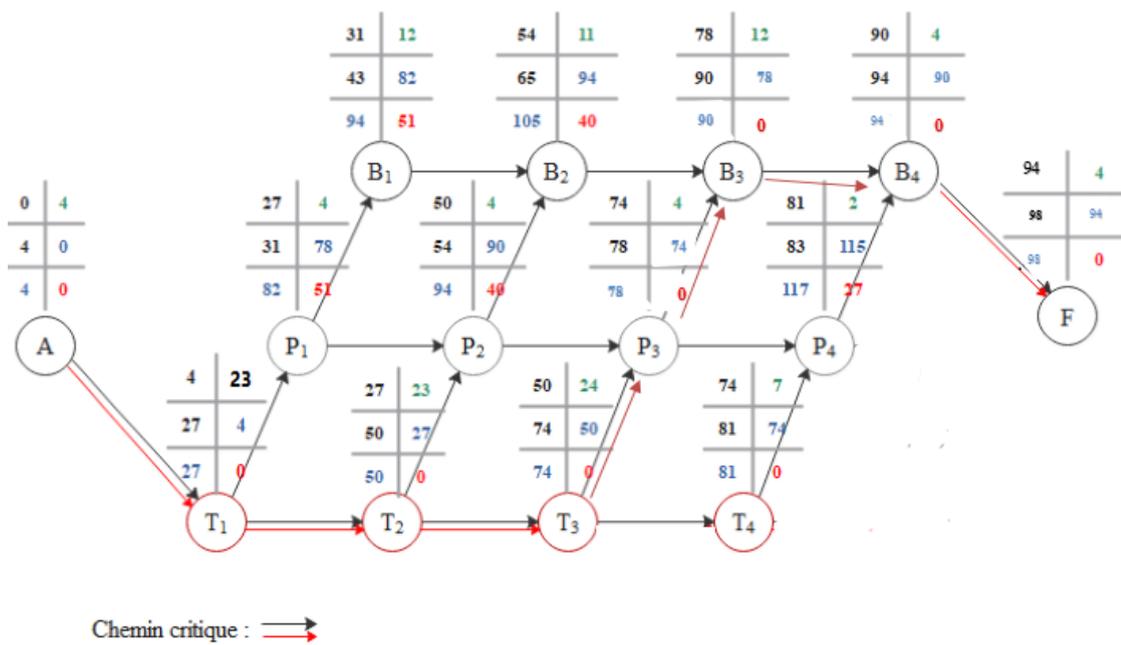


Figure VI-1 Réseau de planification des tâches par la méthode CPM

VI.5 Conclusion :

Mise en œuvre de la série de travaux avec une utilisation raisonnable du temps ; nécessite de combiner des ressources humaines, techniques et matérielles pour atteindre l'objectif ultime, qui est de mettre en œuvre le projet dans les délais prévus sans s'écarter des coûts d'investissement initiaux. A l'issue de cette composante, nous avons pu estimer le coût total du projet d'aménagement de Wadi à 119 077 23 025 DA et un délai de réalisation de 5 mois et 4 jours.

Conclusion Générale

A travers cette étude, nous avons pris conscience de la nécessité de préserver l'Oued SEGOULI qui traverse la partie ouest de la ville de Bejaia, pour mettre fin au problème des inondations. Nous avons divisé notre travail en trois étapes importantes. Nous estimons d'abord le débit de crue maximum qui peut être retiré des plans d'eau à l'aide d'une estimation hydrographique de crue.

Deuxièmement, nous avons déterminé les plaines inondables probables en simulant l'écoulement dans des bassins versants non aménagés à l'aide du logiciel HEC-RAS basé sur un modèle unidimensionnel de Saint-Venant assisté du logiciel AutoCAD Civil 3D. Enfin, après une analyse technico-économique, nous avons choisi un agencement approprié pour choisir une option finale qui répond à nos objectifs de recherche. En effet, la version choisie implique l'aménagement d'une rigole trapézoïdale en béton le long des différentes cuves.

Ce projet est estimé à 119 077 823 025 DA et comme tout projet, il doit être suivi pour garantir un meilleur service et une longévité raisonnable.

Recherche bibliographique

[5] **Abderaouf, LEFRAS.** L'étude d'aménagement d'Oued KEROUCHE pour la protection de la ville Tarek INB ZIAD contre les inondations (w. AIN DEFLA). MFE, Blida : ENSH, 2018.

ANAT. 2003.

Bachi. 2011.

[1] **B.Benlaoukli. 2020.** La planification des travaux par les M.M.O. Blida : ENSH, 2020.

Béjaia, DRE. s.d.

Boubchir. A, 2007. Risques d'inondation et occupation des sols dans le thore (région de Labruguière et de Mazamet), Mémoire de Master de Géographie et Aménagement, Université de Toulouse.

[3] **CHARON, PIERRE.** Calcul des ouvrages en béton suivant les règles B.A.E.L.83. Paris, 1986.

[4] **Hani, BOUCHILAOUN Yacine.** Etude protection contre les inondations de la zone Ouest de la ville de l'EULMA MFE, Blida : ENSH, 2019.

Jean-Louis Ballais, Sylvain Chave, Nadia Dupont, Éric Masson, Marie Josée Penven. La méthode hydrogéomorphologique de détermination des zones inondables. Physio-Géo, 173 p., 2011, Collection "Ouvrages.

(RPA99, 2003). 2003.

SITE WEB :

https://www.google.com/search?q=google+scholar&rlz=1C1VDKB_frDZ1075DZ1075&oq=go&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUqCwgAEEUYJxg7GIoFMgsIABBFGCcYOxiKBTIGCAEQRRhAMgYIAhBFGDkyDwgDEAAyQxiDARixAxiKBTIGCAQQRRg8MgYIBRBFGDwyBggGEEUYPDIGCAcQRRg80gEIMzAyNmowajeoAgCwAgA&sourceid=ch. [En ligne]

https://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/divers12-04/07392.pdf

Source ONM. s.d.

[2] **TOUABIA.B.** Manuel Pratique d'Hydrologie. Blida : ENSH, 2004.