

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ASSAINISSEMENT

THEME :

**Etude de protection contre les inondations de Dellys Est
(W. Boumerdès)**

PRESENTE PAR :

HASSAINE Racha Ibtissam

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. D.KAHLERRAS	MCB	Président
Mr. A.HABOUCHE	MAA	Examineur
Mme. L.KADI	MAA	Examineur
Mr. Y.DERNOUNI	MAA	Examineur
Mr. M.BOUKHELIFA	MAA	Promoteur

Session - 2018

Remerciements

Je m'incline et me prosterne devant mon Créateur, Créateur des cieux et de la terre, DIEU de l'orient et de l'occident, DIEU de tous les êtres, pour m'avoir guidé et appris tout ce que je sais.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements à mon promoteur Mr MUSTAPHA BOUKHELIFA qui n'a pas hésité à m'encadrer et me suivre dans ce projet, et qui m'a accordé de son temps, de son savoir et de ces conseils.

Mes remerciements au président de jury ainsi qu'aux membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger ce modeste travail.

A toute la famille de l'ENSH qui veillent sur notre bonne formation.

A ma chère famille

Je remercie le groupe FRIMM. Notre devise « Seul on va plus vite, ensemble on va plus loin avec de grands fourires » a pris tout son sens durant ce parcours.

Un grand merci également à Mr. HALIMI Hacene pour son aide important et remarquable dans ce travail.

Merci à toute personne a contribué de près ou de loin dans ce travail.

HASSAINE Rachà Ibtissam

Dédicace

A ceux qui étaient la cause de mon existence.

A ceux qui sont la lumière de mes yeux, la lueur de mon chemin et, l'éclat de ma réussite A ma formidable mère qui m'a toujours soutenu, qui m'a toujours encouragé et qui n'a jamais cessé de croire en moi.

A mon père qui a toujours su me donner les meilleurs conseils pour ma réussite.

A mes chers, ma sœur Maya et mon frère Sami.

A ma grand-mère et mes oncles

A mon fiancé adoré, l'homme de ma vie, la source de mon sourire, qui m'a toujours m'encouragé le long de toute mon parcours universitaire.

A ma chère famille HASSAINE, sans oublier ma belle-famille MZOURI

A tous mes amis sans exception, surtout mes chers Melissa, Meriem, Imene, Farah, Nadia et Souad.

A la FRIMM que j'aime énormément.

Racha

Résumé

ملخص:

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو حماية منطقة دلس شرق ولاية بومرداس من الفيضانات التي سببت كوارث بشرية ومادية. لقد قدرنا تدفقات الفيضانات التي تؤثر على منطقة الدراسة. وكذلك قمنا بوضع خريطة مناطق الفيضانات بواسطة برنامج AUTOCAD Civil 3D ثم مناقشة الحلول المختلفة في التهيئة وفي الأخير قمنا باختيار الحل الأمثل.

الكلمات المفتاحية: الحماية، الفيضانات، دلس، منطقة الدراسة، التدفقات، تهيئة.

Résumé :

L'objectif principal de cette étude est la protection contre les inondations de Dellys Est (wilaya de Boumerdes) causées par le débordement des oueds non aménagés Sourbro et Hopital qui causent des catastrophes humaines et matérielles.

Nous avons estimé les débits de crue qui affecte notre zone d'étude.

Afin d'identifier les enjeux, nous avons élaboré la carte des zones inondables à l'aide d'AUTOCAD Civil 3D. Ensuite, nous avons proposé deux variantes d'aménagement et analysé leur impact sur l'écoulement pour pouvoir choisir la variante la plus adaptée.

Mots clés : Protection, Inondation, Crue, Dellys, zone d'étude, aménagement, AUTOCAD Civil 3D.

Abstract:

The main objective of this study is the protection of East Dellys (wilaya of Boumerdes) against floods caused by the overflow of non-adjusted wadis "Sourbro" and "Hopital" which might cause human and material catastrophes.

We have estimated the flood flows that affect our study area.

In order to identify the issues, we developed the flood zone map using AUTOCAD Civil 3D. Then, we suggested some layout variant to be able to choose the most adapted variant.

Key words: Protection, Flood, Flood, Dellys, study area, development, AUTOCAD Civil 3D.

Table des matières

Table des matières

Résumé.....	I
Introduction générale.....	II
 Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	1
Introduction.....	1
1. Situation géographique.....	1
2. Limites administratives.....	1
2.1. L'agglomération chef-lieu.....	2
2.2. L'agglomération secondaire Takdempt.....	2
2.3. L'agglomération secondaire Azrou.....	2
3. Situation climatique.....	3
3.1. Climat.....	3
3.2. Température.....	3
3.3. Pluviométrie.....	3
3.4. Humidité.....	3
3.5. Les forêts.....	3
3.6. Les aléas naturels.....	3
4. Données physiques de la commune.....	4
4.1. Relief.....	4
4.2. Sismicité.....	4
5. Situation hydraulique.....	4
5.1. Alimentation en eau potable.....	4
5.2. Assainissement.....	4
6. Le réseau hydrographique.....	5
7. Présentation du bassin versant d'oued Sourbro et Hopital.....	6
7.1. Définition du bassin versant.....	6
7.2. Morphologie du bassin versant.....	6
7.3. Caractéristique de forme du bassin versant.....	7
Conclusion.....	17
 Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières.....	19
Introduction.....	19
1. Identification de la station pluviométrique.....	19
2. Etude des pluies maximales journalières.....	20
2.1. Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières.....	21
2.2. Ajustement des pluies maximales journalières.....	22
2.2.1. Choix de la loi d'ajustement.....	22
2.2.2. Le test d'adéquation.....	27
3. Pluie de courte durée.....	28
4. Calcul de l'intensité de pluie de courte durée.....	30
Conclusion.....	31

Chapitre III : Estimation des débits de crues des cours d'eau.....	33
Introduction.....	33
1. Formule de Turazza.....	33
2. Méthode Superficielle de Caquot.....	34
2.1. Validité de la méthode superficielle.....	35
3. Méthode Sokolovsky.....	36
3.1. Présentation de la méthode.....	36
3.2. Application de la méthode.....	37
4. Choix de la méthode de calcul.....	40
Conclusion.....	40
 Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagé.....	 42
Introduction.....	42
1. Description détaillée les cours d'eau.....	42
1.1. Oued Sourbro.....	42
1.2. Oued Hopital.....	43
2. Généralités.....	44
2.1. Ecoulement à ciel ouvert.....	44
2.2. Canaux à ciel ouvert.....	44
2.3. Différents types de canaux.....	44
2.4. Types d'écoulements.....	45
2.5. Les régimes d'écoulement.....	46
2.6. Dimensionnement de canaux.....	47
3. Choix de modélisation.....	48
4. Le mode de calcul HEC-RAS.....	49
4.1. Présentation du logiciel HEC-RAS.....	49
4.2. Banque de données nécessaires pour l'application du code de calcul HEC-RAS.....	49
4.3. Simulation des Oueds Sourbro et Hopital à son état naturel.....	52
Conclusion.....	57
 Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement.....	 59
Introduction.....	59
1. Proposition d'aménagement.....	59
1.1. Première variante.....	59
1.2. Deuxième variante.....	61
2. Comparaison technique des deux variantes d'aménagement.....	62
3. Choix de la variante.....	62
4. Dimensionnements des canaux.....	63
4.1. Choix des paramètres de dimensionnement.....	63
4.2. Calcul de dimensionnement.....	64
Conclusion.....	70

Chapitre VI : Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet.	72
Introduction	72
1. Devis quantitatif et estimatif de projet	72
2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	74
3. Différents ravaux à entreprendre	75
3.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	75
4. Définitions des engins utilisés	76
5. Installations du chantier	77
5.1. Installations destinées au personnel	77
5.2. Installations destinées au stockage des matériaux	77
5.3. Installations destinées à la réparation des engins	78
5.4. La préfabrication	78
6. Rôle de l'installation de chantier	78
6.1. Organiser le déroulement du chantier	78
6.2. Ordonner le chantier	78
6.3. Positionner les éléments	78
7. Localisation et fonctions des différents postes	79
8. Succession des opérations du chantier	81
8.1. Travaux préparatoires	81
8.2. Exécution de l'ouvrage	81
9. La Planification	81
9.1. Techniques de planification	82
9.2. Les étapes de la planification	83
9.3. Estimation des durées	84
9.4. Choix de la méthode de calcul	84
10. Elaboration du réseau selon la méthode CPM	85
11. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	87
12. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	87
Conclusion	88
Conclusion générale	90

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES PLANCHES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Les paramètres morphométriques et paramètres de formes des bassins versant.....	9
Tableau I.2 : Courbe hypsométrique du bassin versant n°1 Sourbro.....	9
Tableau I.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant n°2 Hopital.....	10
Tableau I.4 : Indice de pente de globale (Ig).....	12
Tableau I.5 : Classification du relief.....	13
Tableau I.6 : Calcul de l'indice de pente de Roche du Sourbro.....	14
Tableau I.7 : Calcul de l'indice de pente de Roche du Hopital.....	15
Tableau I.8 : Tableau récapitulatif.....	17
Tableau II.1 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	19
Tableau II.2 : Série des pluies maximales journalières.....	20
Tableau II.3 : Paramètres statistiques de la série.....	21
Tableau II.4 : Quantiles théoriques de Gumbel.....	24
Tableau II.5 : Quantiles théoriques de Galton.....	26
Tableau II.6 : Quantiles théoriques de GEV.....	26
Tableau II.7 : Résultats du test de χ^2	27
Tableau II.8 : Calcul des quantiles.....	28
Tableau II.9 : Pluie et intensités de courtes durées.....	29
Tableau II.10 : Intensité moyenne de précipitation.....	31
Tableau III.1 : Valeur de coefficient de ruissellement C.....	33
Tableau III.2 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule de Turazza (Sourbro).....	33
Tableau III.3 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule de Turazza (Hopital).....	34
Tableau III.4 : Valeur de coefficient de correction du débit.....	35
Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	36
Tableau III.6 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule Superficielle (Sourbro).....	36
Tableau III.7 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule Superficielle (Hopital).....	36
Tableau III.8 : Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retours....	38
Tableau III.9 : Débits de crue (Sourbro).....	38
Tableau III.10 : Débit de crue (Hopital).....	38
Tableau III.11 : Débit de crue (Sourbro).....	40
Tableau III.12 : Débit de crues (Hopital).....	40
Tableau IV.1 : Les valeurs estimées pour les différents cokéfions.....	51
Tableau IV.2 : Débit de crue des différents traçons.....	52
Tableau IV.3 : Résultat de la simulation d'oued Sourbro à l'état naturel.....	53
Tableau IV.4 : Résultat de la simulation d'oued Hopital à l'état naturel.....	54
Tableau V.1 : Présentation des avantages et inconvénients pour la variante N°01.....	60
Tableau V.2 : Présentation des avantages et inconvénients pour la variante N°02.....	61

Tableau V.3 : Pente du radier du canal Sourbro.....	63
Tableau V.4 : Pente du radier du canal Hopital.....	63
Tableau V.5 : Les données de départ (Sourbro).....	64
Tableau V.6 : Les données de départ (Hopital).....	64
Tableau V.7 : Paramètres d'écoulement d'oued Sourbro.....	66
Tableau V.8 : Paramètres d'écoulement d'oued Hopital.....	68
Tableau VI.1 : Devis quantitatif du projet.....	74
Tableau VI.2 : Engin utilisés.....	77
Tableau VI.3 : Couleur des conduites dans le chantier.....	79
Tableau VI.4 : Fonction et localisation des poste d'un chantier.....	79
Tableau VI.5 : Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM.....	86

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Situation de la zone d'étude.....	2
Figure I.2 : Délimitation et réseau hydrographique des bassins versant.....	7
Figure I.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant n°1 Hopital.....	10
Figure I.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant n°2 Sourbro.....	11
Figure II.1 : Extrait de la carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux ANRH.....	19
Figure II.2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	24
Figure II.3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi Log-Normal (Galton).....	25
Figure II.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV.....	27
Figure III.1 : Hydrogramme de crue du bassin versant d'oued Hopital.....	39
Figure III.2 : Hydrogramme de crue du bassin versant d'oued Sourbro.....	39
Figure IV.1 : Etat actuel d'oued Sourbro.....	42
Figure IV.2 : Etat actuel d'oued Hopital.....	43
Figure IV.3 : Canal naturel.....	44
Figure IV.4 : Affichage des résultats de simulation sous forme graphique profil en long (Hopital)...	56
Figure IV.5 : Affichage des résultats de simulation sous forme graphique profil en long (Sourbro)...	56
Figure V.1 : Section transversal d'oued Sourbro amont aménagé en canal rectangulaire en béton...	65
Figure V.2 : Section transversal d'oued Sourbro aval aménagé en canal trapézoïdal en béton.....	65
Figure V.3 : Section transversal d'oued Hopital amont aménagé en canal trapézoïdal en béton.....	67
Figure VI.1 : Le réseau à nœud.....	86

Liste des planches

Planche n° 01 levée topographique des cours d'eau.....	(1/6)
Planche n° 02 Délimitation des zones inondable des cours d'eau.....	(2/6)
Planche n° 03 Vue en plan des aménagements de protection contre les inondation.....	(3/6)
Planche n° 04 Profil en long d'oued Sourbro.....	(4/6)
Planche n° 05 Profil en long d'oued Hopital.....	(5/6)
Planche n°06 Coupe types des cours d'eau aménagées.....	(6/6)

Introduction générale

Introduction générale

Certaines inondations provoquent des dégâts humains et matériels qui peuvent être catastrophiques, surtout dans les zones urbaines, il faut réaliser certains aménagements pour amortir ces dégâts si on connaît que le risque zéro n'existe pas.

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie est victime d'inondations dévastatrices. Si par le passé ces inondations étaient surtout connues suite aux débordements des grands cours d'eau dans les grandes plaines agricoles, depuis une vingtaine d'années, elles ont surtout touché les grandes villes et centres urbains, où elles ont engendré de nombreuses pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables.

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

La ville de Dellys est un exemple parfait de ce phénomène, où tous les conditions (climatiques, hydrologiques, morpho géologiques et extension urbaine anarchique) se réunissent afin de donner un cas typique des inondations dans le Nord d'Algérie.

L'objet de ce travail est de trouver une solution d'aménagement des oueds Sourbro et Hopital pour protéger la ville de Dellys contre les inondations, ainsi après une introduction générale où on a décrit le problème d'inondation qui menace la ville nous avons divisé notre travail en six chapitres :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières.

Chapitre III : Estimation des débits de crues des cours d'eau.

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

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagements pour la protection contre les inondations.

Chapitre VI : Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la Zone d'Etude

Introduction :

Avant de commencer tout projet, la définition des caractéristiques de la zone d'étude est nécessaire pour résoudre les problèmes rencontrés. Ce chapitre nous permet de faire une bonne reconnaissance de la ville de Dellys afin d'assurer une bonne protection contre les inondations.

1. Situation géographique :

La commune de Dellys est située à l'extrême Est de la wilaya de Boumerdès, entre 1,69° et 1,89° longitude Est et 40°9' et 41°3' latitude Nord.

Le territoire de la commune s'étend sur une superficie de 5.132 Ha pour une population estimée à 32 954 habitants (RGPH de 2008) avec une densité de 651 hab/km² et un parc logement de 4837 unités (selon le RGPH 2008).

L'accessibilité à la commune se fait grâce à un réseau routier satisfaisant à savoir :

- La route nationale RN 24 qui relie la commune de Dellys à Alger et Boumerdès du côté Ouest ainsi qu'à Tigzirt et Bejaïa du côté Est.
- La route nationale RN 25 qui relie Dellys à Naciria, Tizi-Ouzou et Bouira du côté Ouest.
- Le chemin de wilaya CW 154 qui relie la commune de Dellys à l'arrière-pays.
- Le port de commerce et de pêche qui lui permet une relation par voie maritime.

Positionné entre la Mitidja orientale et le haut de la Kabylie le port de Dellys est le seul qui soit protégé au Nord-Ouest par le cap venant d'un prolongement rocheux formant Sidi Abdelkader sur 200 Km de côte délimité par Alger et Bejaïa.

2. Limites administratives :

Issue du dernier découpage administratif de 1984, elle occupe le statut de chef-lieu de Daïra et compte les trois communes suivantes :

- Dellys

- Afir

- Benchoud

Elle est limitée :

- Au Nord : par la mer Méditerranéen

- Au Sud : par la commune de Benchoud

- A l'Est : par la commune d'Afir

- A l'Ouest : par la commune de Sidi Daoud



Figure I.1: Situation de la zone d'étude (APC Dellys)

2.1. L'agglomération Chef-lieu :

Située au Nord-Ouest de la commune (de part et d'autre de la route nationale RN 24), elle occupe 5,19% de la surface totale de la commune (266,50 Ha), regroupe 69,25 % de la population totale (19.453 habitants) d'après (RGPH 1998).

2.2. L'agglomération secondaire Takdempt :

Elle est située à l'Ouest de la ville de Dellys dans le domaine du littoral, cette agglomération caractérisée par des constructions illicites avec une superficie de 21.59 Ha (0,42% de la surface totale de la commune).

2.3. L'agglomération secondaire Azrou :

Elle abrite 246 constructions avec les équipements (Salle de soins, école primaire, CEM, PTT et mosquée) qui se greffent soigneusement sur le site pour constituer un village. Le CW 154 lui assure la liaison avec le Chef-lieu, mais elle reste isolée et marginalisée.

3. Situation climatique :

3.1. Climat

La région de Dellys bénéficie d'un climat méditerranéen avec une période froide et humide allant de Novembre à Mai et une période chaude et sèche qui s'étend de juin à Septembre.

3.2.Température (station météorologique Tizi-Ouzou, 2016)

Données enregistrées par la station de Tizi- Ouzou montrent que la région de Dellys est caractérisée par une température moyenne annuelle de l'ordre de 17.7 °C (2016). Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec 10°25 (2016) et le plus chaud est le mois d'Aout, avec une température qui atteint les 26°74 (2016).

3.3.Pluviométrie

La moyenne de précipitations qui tombent sur la zone d'étude est en général supérieure 700mm /an. Cependant 112,6mm ont été enregistrées pour l'année 2001.

3.4.Humidité

La ville de Dellys est une région humide en hivers avec un pourcentage de 98% tandis qu'en été descend jusqu'à 57%.

3.5. Les forêts

Le patrimoine forestier au niveau de la zone d'étude de Dellys s'étend sur 233,17 Ha toute formation confondue (forets, maquis et broussailles) le taux de boisement est faible vu que la forêt est en perpétuelle dégradation plus ou moins irréversible d'où l'importance de sa protection.

3.6. Les aléas naturels

Les zones présentant des aléas naturels se résument comme suit :

- Zone de glissement : celle-ci se localise dans la partie Nord-est de L'agglomération, elle impose le respect de la réglementation en vigueur pour ce type de zone.
- Zone instable : celle-ci se localise à l'Est de la Zhun, elle impose aussi le respect de la réglementation.
- Zone inondable : il s'agit des zones limitrophes des berges de l'oued Sebaou et d'oued Oubay, ainsi que les autres cours d'eau. Toute construction édifée dans ces zones est subordonnée à l'accord des services de l'hydraulique de la ville de Dellys.
- Zone sismique : le séisme du 21 Mai 2003 a occasionné beaucoup de dégâts dans la commune de Dellys autant sur le plan humain que sur le bâti.

4. Données physiques de la Commune :

4.1. Relief

Le relief de la commune de Dellys est accidenté et coupé de collines dans la partie Sud-est. Il revêt un aspect semi-montagneux. Au Sud l'altitude atteint 550m à 600m et environ 744 à l'Est.

A l'Est, les versants de la crête descendent vers l'oued Oubay, tandis qu'à l'Ouest les collines s'effacent progressivement jusqu'à la vallée d'Oued Sebaou.

4.2. Sismicité (CRAAG)

La ville de Dellys est l'une des villes qui appartiennent au Nord algérien, connu par sa forte sismicité souvent liée à la collision des plaques africaines et euro-asiatiques.

Selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA) en vigueur, la commune de Dellys est classée zone III, c'est-à-dire en forte sismicité.

5. Situation hydraulique : (DRE Boumerdes)

5.1. Alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable de la commune de Dellys est assurée à partir des 03 forages (F1, F2, F3) implantés à proximité de l'Oued Sébaou dans la commune de Benchoud avec des débits de 15 l/s, 60 l/s alors que les débits exploités sont de 15 l/s, 44 l/s. Actuellement le F3 est à l'arrêt et est remplacé par un autre F3r à 40 l/s mobilisé et 35l/s exploité. Ce forage débite ses eaux avec F1 et F2 vers un réservoir de stockage tampon de 500 m³ et d'un château d'eau de 100 m³ en passant par une station de reprise et par un réservoir de stockage de 1000 m³ à travers une conduite d'adduction de diamètre 600 en acier, en suite vers un réservoir de Takdempt de 2000m³.

5.2. Assainissement :

Il existe trois réseaux d'assainissement

- Le principal réseau d'assainissement est situé à l'ancienne plateforme du chemin de fer qui jette ces eaux usées au Nord du port. Ce réseau est en mauvais état nécessitant une réhabilitation.
- Le second, se situe dans la partie Est de la ville (les jardins), les rejets de ces eaux se font dans la mer.

- Le dernier, est plus récent, il se situe dans la Zhun et débouche en plein Oued Tiza.

5.2.1. Agglomération chef-lieu (ACL) de Dellys :

L'agglomération chef-lieu est assainie par un réseau de type unitaire, sous forme de caniveaux principaux de différents diamètres ($\varnothing$ 300 à $\varnothing$ 1000) à l'exception de la ZHUN où le réseau d'assainissement est de type séparatif pour le réseau pluvial.

Le réseau d'assainissement couvre la totalité de l'agglomération chef-lieu, le nombre de rejet est important (7 points de rejet). Le plus important à signaler est le collecteur de $\varnothing$ 1000 de l'abattoir qui s'effectue au Port de Dellys et le second s'effectue du côté ouest avec un diamètre de $\varnothing$ 400.

5.2.2. Agglomération secondaire :

La commune de Takedempt est dotée d'un réseau d'assainissement de type pseudo-séparatif, il couvre la totalité de l'agglomération avec deux rejets.

Le premier rejet se fait vers le regard de filtration le plus important.

Le 2^{ème} rejet prend en charge le rejet des chalets vers la mer par El-chaaba.

Il existe aussi des rejets individuels à l'air libre.

5.2.3. La zone épars :

Le rejet des eaux usées se fait dans des fosses septiques individuelles. Dans l'ensemble, l'état du réseau d'assainissement de la zone d'étude est en mauvais état.

6. Le réseau hydrographique :

Dellys se situe sur un relief assez accidenté, caractérisé par des Oueds et chaâbats traversant la ville. Ces derniers sont orientés de Sud au Nord, avec des différentes longueurs et pentes.

Les sites considérés comme zones à risque sont les endroits proches des Oueds qui traversent la ville :

- Oued Ghraba
- Oued Tiza
- Oued Sorbro
- Oued Ain Hamadouche (Hopital)
- Oued Ermak et ses affluents (Bouaziz et Amirouche)
- Oued El-Khandak (Bouaziz)
- Oued Ghar Dh'baa

7. Présentation du bassin versant d'oued Sourbro et Hopital (Ain Hamadouche) :

7.1. Définition du Bassin versant :

Un bassin versant est une unité territoriale correspondant à l'ensemble du territoire qui alimente un cours d'eau, lac, mer, océan, etc. Les limites du territoire d'un bassin versant sont appelées les lignes de partage des eaux et sont constituées des sommets qui séparent les directions d'écoulement des eaux de ruissellement. La direction d'écoulement des eaux dans un bassin versant implique que ces eaux se dirigeront vers un exutoire commun (cours d'eau, lac, fleuve, océan). Les eaux souterraines, au même titre que les eaux de surface, font partie intégrante du bassin versant. Dans un bassin versant, l'écoulement des eaux se fait de l'amont vers l'aval au travers d'un réseau hydrographique (réseau de drainage) d'ordre plus ou moins important. Il comprend un cours d'eau récepteur (cours d'eau principal) et ses tributaires (cours d'eau qui se jette dans un cours d'eau de plus grande importance ou dans un lac).

7.2. Morphologie du bassin versant :

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant sont les paramètres les plus importants dans une étude hydrologique, ils permettent la détermination des différents comportements du régime hydrologique. Ils sont obtenus par le logiciel MAPINFO sur la carte d'état majeure échelle 1/25000 (Boumerdes).

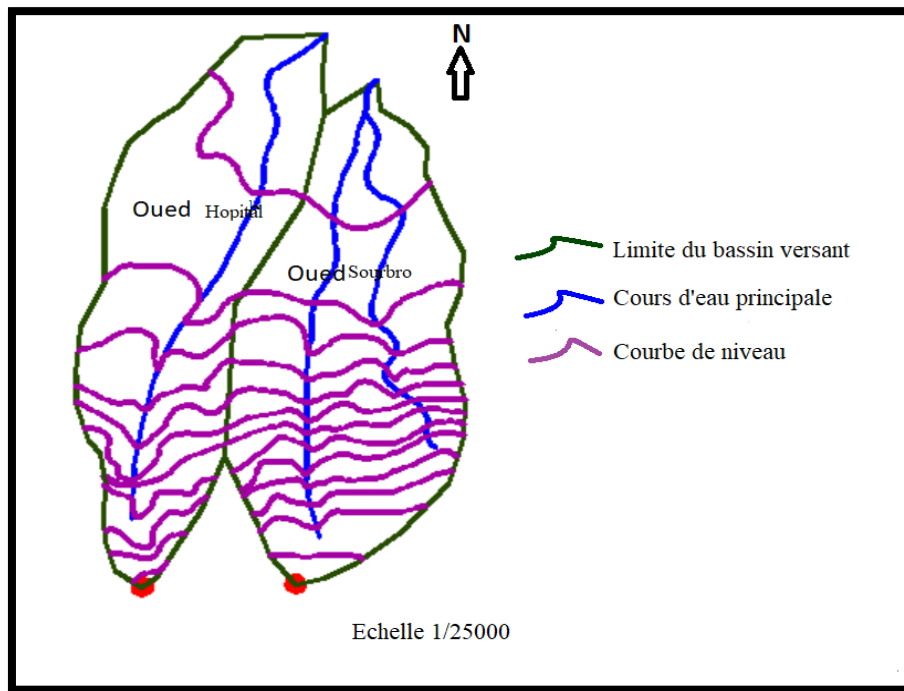


Figure I.2 : Délimitation et réseau hydrographique des bassins versant

7.2.1. Superficie :

La surface d'un bassin versant est le paramètre le plus important des caractéristiques. Elle sera exprimée en « km² ».

7.2.2. Périmètre :

Le périmètre est défini par la ligne des crêtes formant le contour du bassin versant. Il sera exprimé en « km ».

7.3. Caractéristique de forme du bassin versant :

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal. Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont dans les mêmes conditions météorologiques.

7.3.1. Indice de compacité de Gravelius k_c :

L'indice de compacité « K_c » définit l'allure de l'écoulement général en relation avec la forme du bassin versant. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{I.1})$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant en (km)

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

Si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_c > 1 \Rightarrow$ bassin allongé

7.3.2. Coefficient d'allongement :

Le coefficient d'allongement est déterminé par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \quad (\text{I.2})$$

7.3.3. Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et 1 ayant la même surface que le bassin versants. Ce paramètre facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle. Les caractéristiques du rectangle équivalent sont évaluées à l'aide des formules suivantes :

La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{I.3})$$

La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{I.4})$$

Le tableau suivant résume les paramètres morphométriques et de formes du bassin versant calculés précédemment :

Tableau I. 1 les paramètres morphométriques et paramètres de formes des bassins versants :

Oued	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Kc	Kp	L (km)	l (km)
Hopital	0.526	3.556	1.373	24.04	1.571	0.420
Sourbro	0.581	3.242	1.191	18.09	1.216	0.599

7.3.4. Courbe hypsométrique :

Le relief influence indirectement sur la formation des écoulements de surface. Il détermine l'aptitude au ruissellement des terrains l'infiltration et l'évaporation. La courbe caractéristique nous donne le taux de surface correspondant aux différentes altitudes. Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux et les graphes suivants :

Tableau I.2: Courbe hypsométrique du bassin versant n°1 Hopital

Courbe de niveau (m)	Hmoy (m)	Superficie partielle (Km ²)	Superficie partielle (%)	Superficie cumulée (Km ²)	Superficie cumulée (%)	HS
300-275	287,5	0,023	4,30	0,023	4,30	6,61
275-250	262 ,5	0,031	5,80	0,054	10,10	6,25
250-225	237,5	0,036	6,90	0,09	17,00	8,14
225-200	212,5	0,039	8,70	0,129	24,40	8,55
200-175	187,5	0,046	9,40	0,175	33,10	8,28
175-150	162,5	0,049	10,80	0,224	42,50	7,96
150-125	137,5	0,057	10,50	0,281	53,30	7,83
125-100	112,5	0,055	10,40	0,336	63,80	6,19
100-75	87,5	0,055	10,40	0,391	74,20	4,81
75-50	62,5	0,055	10,40	0,446	84,60	3,44
50-25	37,5	0,052	9,80	0,498	94,40	1,95
25-0	12,5	0,029	5,60	0,526	100,00	0,36

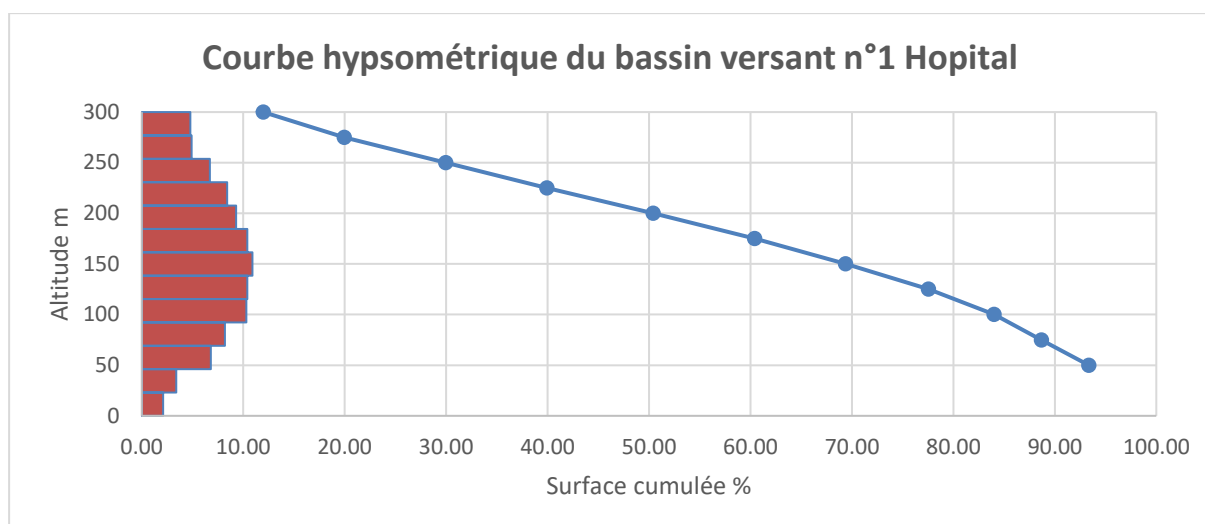


Figure I.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant n°1 Hopital

Tableau I.3: Courbe hypsométrique du bassin versant n°2 Sourbro

Courbe de niveau (m)	Hmoy (m)	Superficie partielle (Km2)	Superficie partielle (%)	Superficie cumulée (Km2)	Superficie cumulée (%)	HS
350-325	337,5	0,012	2,10	0,012	2,10	4,05
325-300	312,5	0,02	3,40	0,032	5,50	6,25
300-275	287,5	0,04	6,80	0,072	12,30	11,50
275-250	262,5	0,048	8,20	0,120	20,50	12,60
250-225	237,5	0,06	10,30	0,180	30,80	14,25
225-200	212,5	0,06	10,40	0,240	41,20	12,75
200-175	187,5	0,063	10,90	0,303	52,10	11,81
175-150	162,5	0,06	10,40	0,363	62,50	9,75
150-125	137,5	0,054	9,30	0,417	71,80	7,43
125-100	112,5	0,049	8,40	0,466	80,20	5,51
100-75	87,5	0,039	6,70	0,505	86,90	3,41
75-50	62,5	0,028	4,90	0,533	91,80	1,75
50-25	37,5	0,028	4,80	0,561	96,60	1,05
25-0	12,5	0,02	3,40	0,581	100,00	0,25

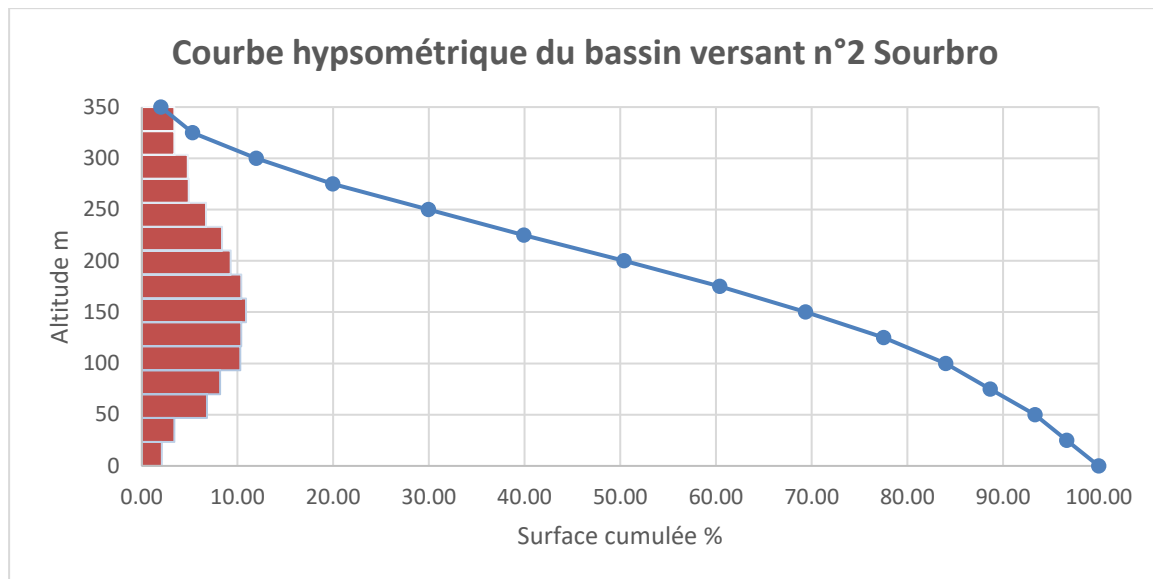


Figure I.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant n°2 Sourbro

7.3.5. Les caractéristiques des altitudes :

7.3.5.1. L'altitude minimale et maximale :

Elles sont obtenues par le logiciel AUTOCAD. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

Hopital { $H_{max} = 281 \text{ m NGA}$
 $H_{min} = 0 \text{ m NGA}$

Sourbro { $H_{max} = 338 \text{ m NGA}$
 $H_{min} = 0 \text{ m NGA}$

7.3.5.2. L'altitude moyenne :

Elle est donnée par la formule :

$$H_{moy} = \sum S_i H_i / S \quad (I.5)$$

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives en (Km²) ;

S : Surface totale du bassin versant en (Km²) ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m) ;

Sourbro $\Rightarrow$ Hmoy = 149,61 m;

Hopital $\Rightarrow$ Hmoy = 188,32 m;

7.3.5.3.L'altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière. D'après la courbe hypsométrique, on a :

Hopital H50% =130 mNGA

Sourbro H50% =180 mNGA

7.3.6. Indice de pente globale :

L'indice de pente globale est donné en % par la relation :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (I.6)$$

Avec :

H5% : Altitude correspondante à 5% de la surface du bassin Versant (m) ;

H95% : Altitude correspondante à 95% de la surface du bassin versant (m) ;

L : Longueur du rectangle équivalent (Km) ;

Les résultats de l'indice de pente globale (Ig) calculé dans les deux bassins versants sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau. I.4 : Indice de pente globale (Ig)

Bassins	H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} - H _{95%}	L (km)	Ig(m/ km)
Hopital	270	20	250	1,571	159,13
Sourbro	305	30	275	1,216	226,15

Tableau I.5 : Classification du relief

R1	Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 \leq I_g \leq 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 \leq I_g \leq 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 \leq I_g \leq 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 \leq I_g \leq 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 \leq I_g \leq 0,1$
R7	Relief très fort	$0,1 \leq I_g$

Pour notre cas : Hopital $\implies I_g=0,16$ donc notre relief d'après le tableau (I.8) est classé type R7 c'est-à-dire un relief très fort.

Sourbro $\implies I_g=0,23$ donc notre relief d'après le tableau (I.8) est classé type R7 c'est-à-dire un relief très fort.

7.3.7. Indice de pente de Roche :

L'indice de pente de ROCHE tient compte de la répartition hypsométrique, il se calcule d'après la relation :

$$I = (1/\sqrt{Lr}) \sum \sqrt{Si(H_i - H_{i-1})} \quad (\text{I.7})$$

Si : surface entre deux courbes de niveaux compris entre H1 et H2 en pourcentages.

H_i - H_{i-1} : Distance (largeur) qui sépare les deux courbes de niveau du bassin, versant considéré comme rectangle, égale au produit de Lr par le pourcentage de la surface intéressée)

Lr : la longueur du rectangle équivalent (en mètres).

Les données du tableau ci-dessous ont servi à calculer l'indice :

Tableau I.6 : Calcul de l'indice de pente de ROCHE du Hopital :

Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée hi-hi-1	Surfaces partielles Si %	Largeur Hi-Hi-1 M	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
300-275	25	4,30	67,55	17,04
275-250	25	5,80	91,12	22,99
250-225	25	6,90	108,40	27,35
225-200	25	7,40	116,25	29,33
200-175	25	8,70	136,68	34,48
175-150	25	9,40	147,67	37,26
150-125	25	10,80	169,67	42,81
125-100	25	10,50	164,96	41,62
100-75	25	10 ,40	163,38	41,22
75-50	25	10,40	163,38	41,22
50-25	25	9,80	153,96	38,84
25-0	25	5,60	87,98	22,20
Totale	-	100	-	396,36

$$Ir = (1/\sqrt{1,571*1000}) * 396,36$$

$$Ir = 10.0$$

Tableau I.7 : Calcul de l'indice de pente de ROCHE du Sourbro :

Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée hi-hi-1	Surfaces partielles Si %	Largeur Hi-Hi-1 M	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
350-325	25	2,10	25,54	7,32
325-300	25	3,40	41,34	11,86
300-275	25	6,80	82,69	23,71
275-250	25	8,20	99,71	28,59
250-225	25	10,30	125,25	35,92
225-200	25	10,40	126,46	36,27
200-175	25	10,90	132,54	38,01
175-150	25	10,40	126,46	36,27
150-125	25	9 ,30	113,09	32,43
125-100	25	8,40	102,14	29,20
100-75	25	6,70	81,47	23,36
75-50	25	4,90	59,58	17,09
50-25	25	4,8	58, 37	16,74
25-0	25	3,4	41,34	11,86
Totale	-	100	-	348,63

$$Ir = (1 / \sqrt{1,216 * 1000}) * 348,63$$

$$Ir = 10.0$$

7.3.8. Dénivelée spécifique :

La dénivelée spécifique est donnée par la formule suivante :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Sourbro } D_s = 7,25 \text{ m} \\ \text{Hopital } D_s = 7,62 \text{ m} \end{cases}$$

7.3.9. Pente moyenne du cours d'eau principal :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre 2 points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (I.9)$$

ΔH : dénivelée entre 2 points suffisamment distants en m ;

ΔL : distance entre ces 2 points en Km ;

7.3.10. Temps de concentration :

Le temps de concentration est considéré comme étant le temps mis par une particule d'eau pour parcourir le bassin versant du point hydrauliquement le plus éloigné jusqu'à l'exutoire. Il existe de nombreuses formules empiriques permettant de connaître le temps de concentration. Néanmoins, nous retenons les formules de Kirpich qui nous semblent convenables pour de petits bassins.

➤ Formule de KIRPICH :

$$t_c = \frac{0.000325 L_{cp}^{0.77}}{I^{0.385}} \quad (I.10)$$

Avec

L_{cp} : longueur du cours d'eau principale en (m) ;

I : Dénivelée = $(H_{\max} - H_{\min}) / L_{cp}$ (m/m);

T_c : temps de concentration en (m) ;

7.3.11. Vitesse moyenne de ruissellement :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad (I.11)$$

Où : L_{cp} : Longueur du talweg principal en km.

T_c : Temps de concentration en h.

Tableau I.8 : tableau récapitulatif :

Les bassins versants	Hopital	Sourbro
Surface S (Km ²)	0,526	0,581
Longueur du cours d'eau « Lcp » (Km)	1,488	1,278
Pente moyenne du cours d'eau « Ic » (m/m)	0,189	0,264
H moy (m)	149,61	188,32
H min (m)	0	0
H max (m)	281	338
Temps de concentration tc KIRPICH (heure)	0,17	0,13
V_r (m/s)	0,608	0,612

Conclusion :

Au cours de ce chapitre on a calculé les paramètres morphométriques, afin de mieux connaître leur nature et leur morphologie ce qui nous va permettre d'évaluer les risques d'inondation.

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières

Introduction :

Le but de cette partie est de faire une étude des pluies maximales journalières afin de déterminer la pluie maximale fréquentielle et les pluies de courte durée suivant différentes périodes de retour.

1. Identification de la station pluviométrique :

Les bassins versants de notre zone d'étude sont dépourvus de stations pluviométriques et hydrométriques, nous avons alors eu recours aux stations de mesures implantées au voisinage.

Avant d'évaluer les précipitations sur les bassins versants, nous avons analysé les données disponibles pour la station pluviométrique la plus proche qui est la station de Baghlia dont les caractéristiques représentent ci-dessous :

Tableau II. 1 : Caractéristiques de la station pluviométrique

Station pluviométrique de Baghlia	Code	X km	Y km	Cote Zm, NGA	Période d'observation	Nombre d'années
	02-20-02	603,65	39	30	1968 - 2011	44

Source : ANRH BLIDA

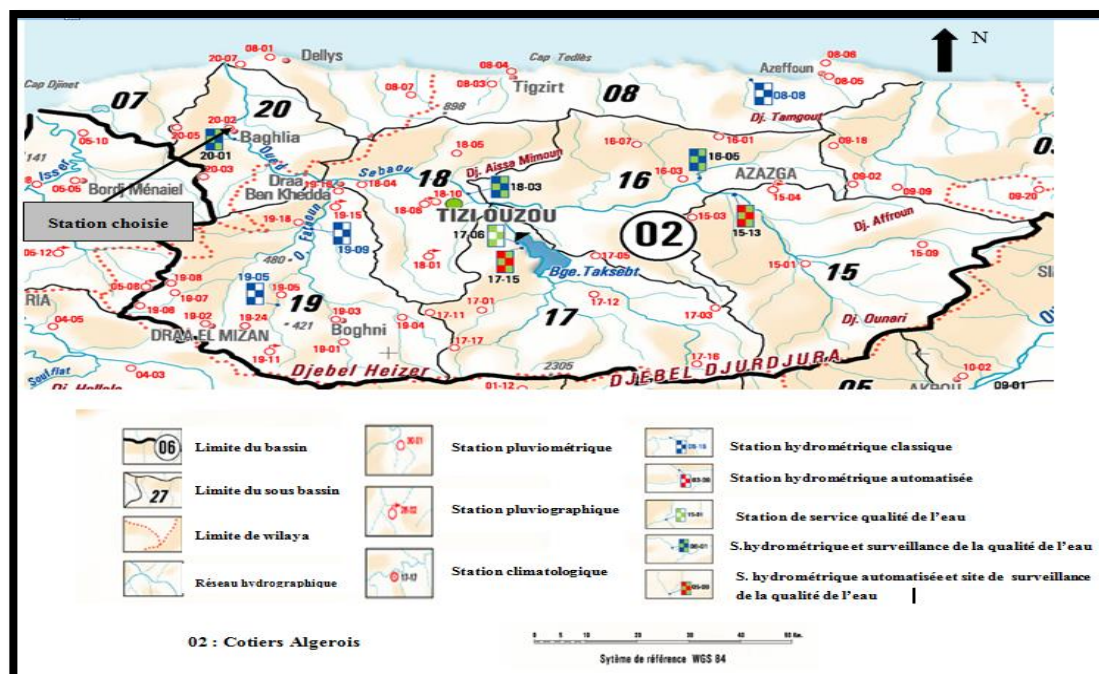


Figure II.1 : Extrait de la carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux ANRH

2. Etude des pluies maximales journalières :

Tableau II.2 : Série des pluies maximales journalières

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Pmaxj
1968	0.0	0.0	97.0	46.6	21.8	28.8	32.9	50.7	4.4	48.2	0.0	1.2	97.0
1969	10.6	85.6	24.9	47.4	21.2	20.4	15.5	42.4	38.3	8.9	1.2	2.4	85.6
1970	0.0	32.3	21.1	51.6	34.2	10.8	45.7	24.8	0.4	2.9	2.3	0.0	51.6
1971	57.8	68.2	174.9	53.3	77.8	47.4	17.6	20.7	59.7	20.4	1.4	31.1	174.9
1972	20.0	48.0	44.3	67.5	42.4	70.2	25.0	31.8	0.0	11.8	0.0	3.0	70.2
1973	128.9	54.1	10.4	54.5	10.7	54.8	165.7	27.1	2.1	4.5	0.2	3.5	165.7
1974	27.4	23.9	23.6	10.9	21.4	33.0	21.9	9.6	28.2	14.1	0.0	18.1	33.0
1975	6.9	22.2	80.4	13.3	35.1	90.4	20.8	20.9	28.8	10.8	18.0	21.6	90.4
1976	7.6	20.2	23.7	74.3	26.7	9.8	14.7	35.5	10.0	3.6	0.4	11.6	74.3
1977	3.9	12.9	35.1	4.3	36.4	12.2	19.1	63.2	42.8	1.2	0.7	0.0	63.2
1978	2.1	30.9	23.3	28.3	15.2	38.7	22.8	12.5	4.8	0.5	2.4	3.9	38.7
1979	33.7	31.0	33.3	19.9	36.8	35.2	45.0	33.8	6.3	0.3	0.0	0.0	45.0
1980	0.8	13.4	22.9	49.5	22.4	9.7	18.8	16.1	22.8	2.9	0.0	15.2	49.5
1981	2.9	29.0	14.3	33.3	33.5	20.1	8.0	3.9	11.9	7.6	0.0	8.3	33.5
1982	26.2	19.2	47.5	27.4	1.6	27.2	23.8	7.6	10.5	0.0	3.2	37.4	47.5
1983	3.4	17.9	21.0	21.4	35.7	33.1	9.6	8.3	24.4	10.1	0.0	0.0	35.7
1984	17.6	17.9	12.8	21.1	29.2	12.7	50.3	5.3	34.4	0.0	0.0	0.0	50.3
1985	50.9	37.3	28.9	11.9	16.9	49.1	62.0	18.1	1.9	11.1	4.8	0.4	62
1986	6.4	14.8	17.6	48.5	37.1	49.5	17.7	2.8	9.3	31.8	0.0	0.8	49.5
1987	80.4	24.3	26.8	15.7	26.7	11.3	34.6	20.0	12.3	8.6	2.9	0.0	80.4
1988	32.2	2.6	45.9	75.7	13.7	11.7	22.3	20.3	3.2	12.7	3.9	4.4	75.7
1989	17.4	16.4	30.6	21.4	20.9	0.0	9.0	17.9	17.0	6.3	32.7	0.0	32.7
1990	1.4	25.3	20.9	57.4	32.7	34.0	19.8	21.7	24.8	2.1	0.0	1.3	57.4
1991	10.5	78.6	18.4	4.4	57.4	21.9	17.8	36.3	29.5	23.4	2.3	0.0	78.6
1992	5.6	43.4	67.3	61.4	19.1	43.4	7.5	24.3	16.1	0.0	0.0	3.9	67.3
1993	11.7	22.6	27.3	36.5	27.9	33.5	0.0	18.8	2.9	0.0	0.0	0.0	36.5
1994	17.7	18.9	10.8	40.9	41.6	22.6	26.6	15.0	0.2	5.8	0.0	30.4	41.6
1995	3.1	6.8	12.7	30.3	42.9	52.4	20.5	51.3	16.7	5.2	2.7	7.8	52.4
1996	17.9	44.6	12.6	22.2	12.4	15.2	10.1	38.2	6.1	4.4	1.3	12.6	44.6
1997	47.7	30.7	50.9	67.8	32.6	36.7	27.1	51.2	91	1.1	0.0	0.8	91
1998	16.5	19.2	23.9	34.5	36.3	32.3	31.0	10.4	8.7	0.0	0.0	2.4	36.3
1999	10.6	13.4	39.7	62.7	8.7	7.0	5.6	10.4	15.4	2.9	0.0	0.0	62.7
2000	20.6	18.7	19.3	19.8	68.4	15.6	0.7	15.8	12.4	0.0	0.0	7.8	68.4
2001	5.8	0.0	43.6	24.9	38	12.6	28.5	38.2	7.9	2.7	0.0	5.1	43.6
2002	9.6	24.9	73.0	82.0	38.8	18.8	30.4	34.2	28.8	0.0	1.4	0.0	82.0
2003	14.5	14.3	20.5	25.6	30.3	16.5	40.5	32.5	91.0	0.3	0.0	9.2	91.0
2004	12.7	27.0	58.3	51.3	36.6	31.4	6.1	29.3	2.5	0.0	1.4	0.0	58.3
2005	19.6	21.5	22.5	37.9	18.0	40.1	8.6	8.3	58.2	2.2	1.9	1.9	58.2

Source : ANRH BLIDA

Tableau II.2 : Série des pluies maximales journalières (suite)

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Pmaxj
2006	7.8	16.4	1.6	74.4	7.9	11.6	56.9	60.7	14.3	2.6	5.3	28.2	74.4
2007	29.4	94.9	97.4	19.1	1.7	6.1	38.3	33.5	18.5	3.1	8.3	0.0	97.4
2008	11.9	15.1	67.5	30.4	32.5	7.9	27.0	20.4	85.1	0.0	0.0	3.9	85.1
2009	33.1	31.4	25.9	29.5	28.1	9.7	61.2	82.2	16.0	15.5	0.6	17.2	82.2
2010	8.2	31.5	61.9	30.9	21.7	34.0	20.0	32.1	61.4	27.5	0.0	0.0	61.9
2011	6.6	12.3	89.3	38.6	29.0	42.3	21.2	58.0	17.1	2.3	0.0	2.3	89.3

Source : ANRH BLIDA

2.1. Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières :**La moyenne arithmétique :**

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{45} x_i}{n} ; \bar{X} = 67,4 \text{ mm} \quad (\text{II.1})$$

2.1.1. La variance :

$$\sigma_X^2 = \frac{\sum_{i=1}^{45} (x_i - \bar{X})^2}{(n-1)} ; \sigma_X^2 = 894,01 \quad (\text{II.2})$$

2.1.2. L'écart type :

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} ; \sigma_X = 29,9 \quad (\text{II.3})$$

2.1.3. Coefficient de variation :

$$Cv = \frac{\sigma_X}{\bar{X}} ; Cv = 0,443 \quad (\text{II.4})$$

2.1.4. Coefficient d'asymétrie :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{44} (x_i - \bar{X})^3}{(n-1)\tau^3} ; Cs = 1,82 \quad (\text{II.5})$$

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

Tableau II.3 : Paramètres statistiques de la série

Nombre d'observations	44
Maximum	174.9
Minimum	32.7
Moyenne	67.4
Ecart-type	29.9
Médiane	62.4
Coefficient de variation C_v	0.443
Coefficient d'asymétrie C_s	1.82

2.2. Ajustement des pluies maximales journalières :

2.2.1. Choix de la loi d'ajustement :

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. La validité des résultats de l'analyse fréquentielle dépendra du choix du modèle fréquentiel.

Pour notre cas à l'aide de logiciel Hyfran on a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de :

- Gumbel (doublement exponentielle),
- Galton (log normale),
- GEV ainsi que les tests d'adéquation.

- ❖ Formules de calcul des paramètres des lois statistique par la méthode du maximum de vraisemblance :(Touaibia, 2004)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{x} = \alpha + \frac{\sum_{i=1}^n x e^{\frac{-x}{\alpha}}}{\sum_{i=1}^n e^{\frac{-x}{\alpha}}} \\ x_0 = \alpha \ln \left[\frac{\sum_{i=1}^n e^{\frac{-x}{\alpha}}}{n} \right] \end{array} \right.$$

2.2.1.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (\text{II.6})$$

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

α , x_0 : Coefficients d'ajustement ;

- **x_0** est le paramètre de position (mode) ;

- **α** est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme $1/\alpha$.

✓ Par un changement de variable $y = \alpha (x-x_0)$; la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.7})$$

$y = \alpha (x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel. L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire.

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

✓ La fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \times 100 \quad (\text{II.8})$$

- **m** : le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes ;

- **n** : la taille de l'échantillon ;

✓ La variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

$$y = -[Ln(-LnF(x))] \quad (\text{II.9})$$

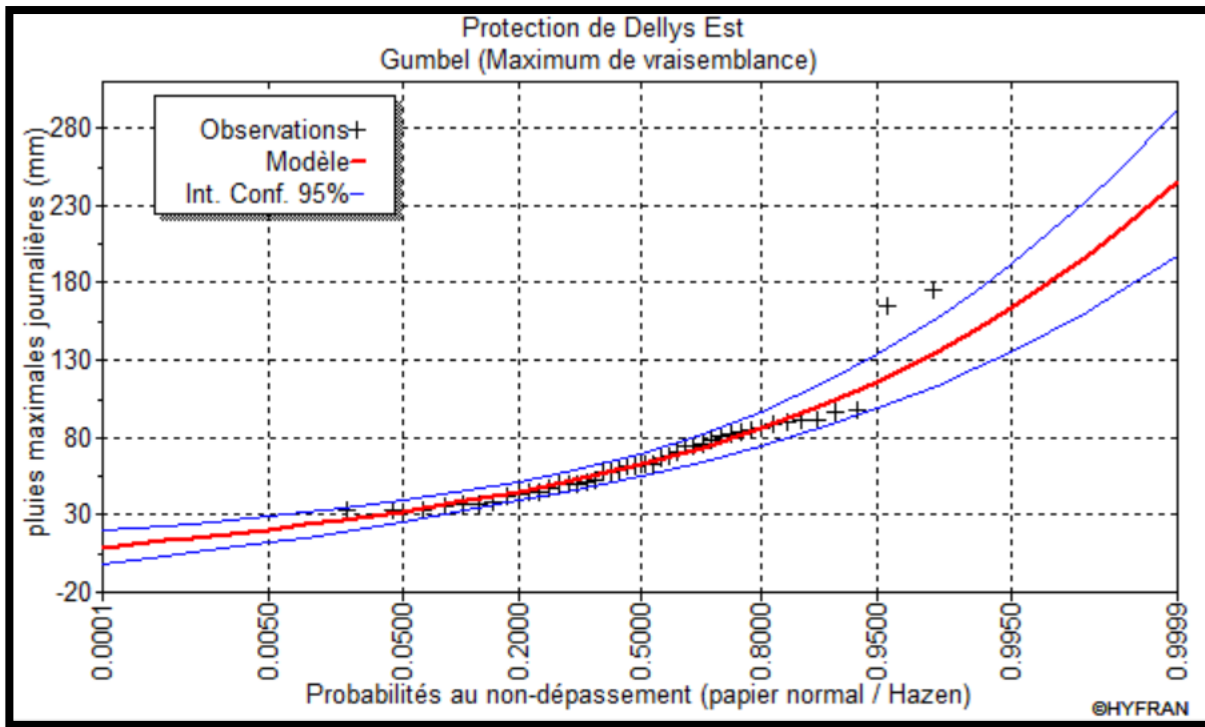


Figure II.2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

- Les résultats de l'ajustement :

Tableau II.4 : Quantiles théoriques de Gumbel

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart-type
$T \text{ (ans)}$	q	$X_t \text{ (mm)}$	σ
100	0.99	150	12.7
50	0.98	135	11.1
20	0.95	116	8.88
10	0.90	101	7.25
5	0.80	85.8	5.63

2.2.1.2. Ajustement à la loi Log-normale (Galton) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier *log-normale*. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.10})$$

$$\text{Où : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS}) \quad (\text{II.11})$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x (p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u (p \%) \quad (\text{II.12})$$

Avec

$\overline{\text{Log } x}$: La moyenne de la série $\text{Log } x_i$;

σLog : Ecart type de la série $\text{Log } x_i$;

Galton (Log -Normal)

Nombre d'observations : 44

Quantiles :

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

$$T = 1 / (1-q) \quad (\text{II.13})$$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

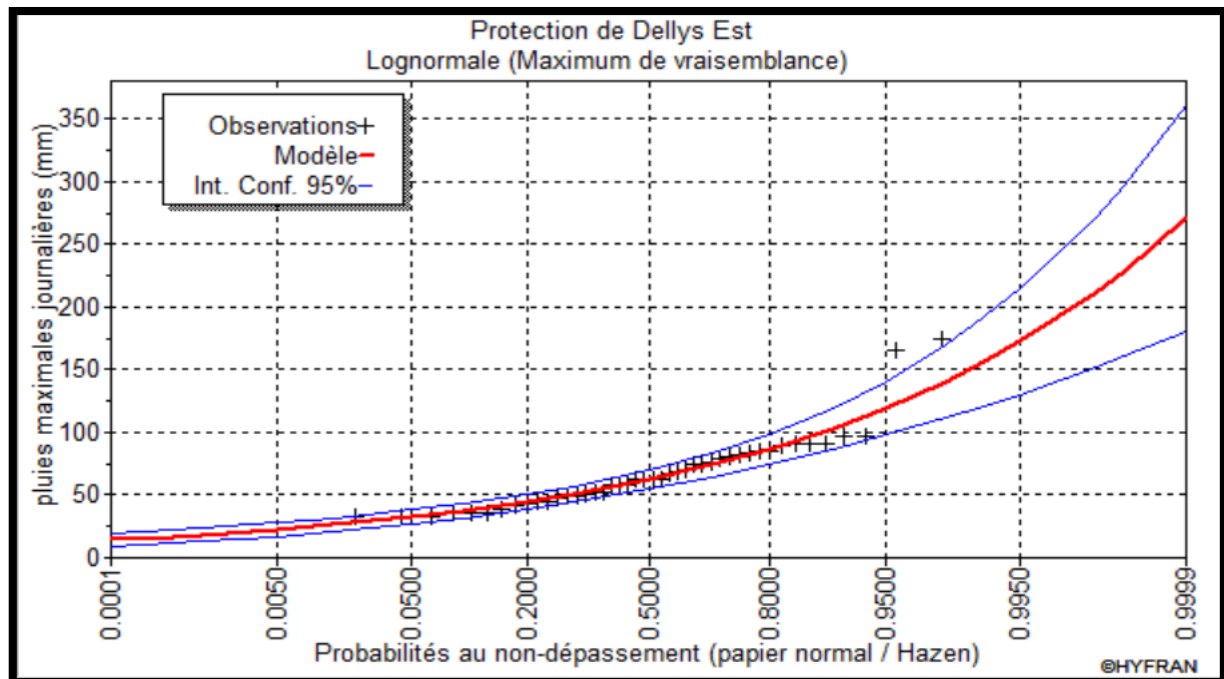


Figure II.3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi Log-Normal (Galton)

- Les résultats de l'ajustement :

Tableau II.5 : Quantiles théoriques de Galton

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart-type
$T \text{ (ans)}$	q	$X_t(mm)$	σ
100	0.99	156	18.1
50	0.98	140	14.8
20	0.95	119	11.0
10	0.90	103	8.35
5	0.80	86.8	6.03

2.2.1.3. Ajustement à la loi de GEV (Distribution des valeurs extrêmes généralisées)

La loi des extrêmes généralisée (GEV) est une loi à trois paramètres qui peut être grossièrement considérée comme une généralisation de la loi de Gumbel.

La fonction de répartition est donnée comme suit :

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - c \frac{x-a}{b} \right)^{\frac{1}{c}} \right] \quad (\text{II.14})$$

a : Paramètre de position ;

b : Paramètre de dispersion ;

c : Paramètre de forme.

- Les résultats de l'ajustement :

Tableau II.6 : Quantiles théoriques de GEV

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart-type
$T \text{ (ans)}$	q	$X_t(mm)$	σ
100	0.99	181	40.6
50	0.98	155	27.9
20	0.95	125	16.1
10	0.90	104	10.3
5	0.80	85.1	6.51

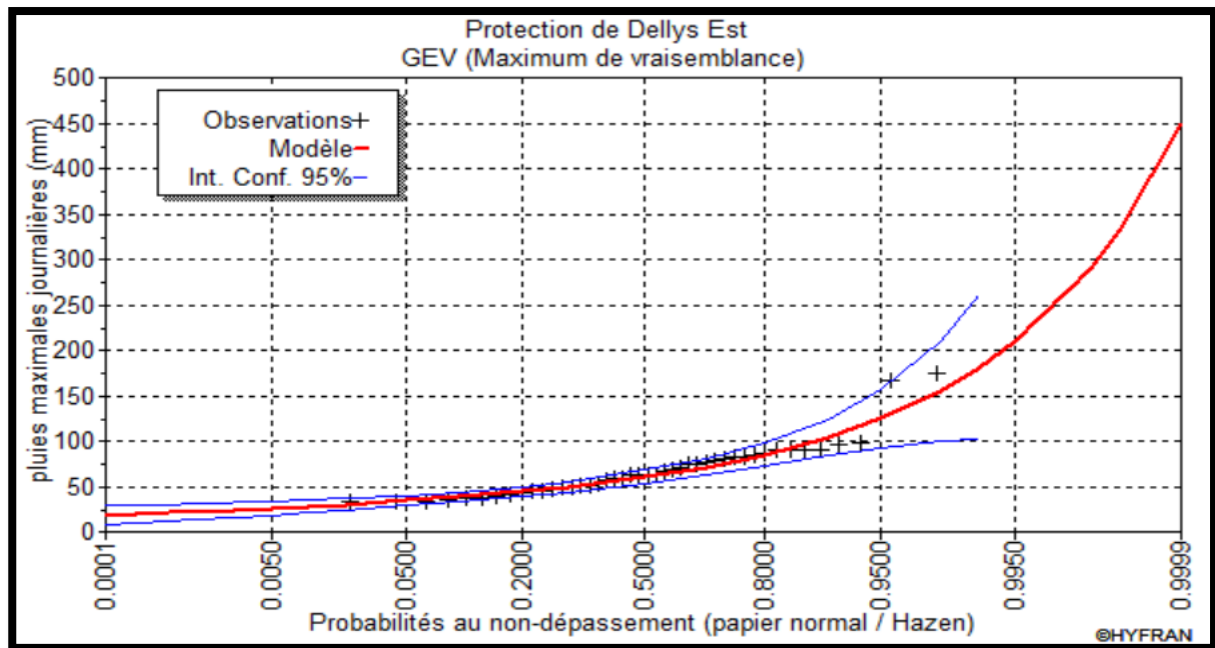


Figure II.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV

2.2.2. Le test d'adéquation :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquatement. L'examen graphique ne peut suffire, il faut pouvoir tester par le calcul la qualité de l'ajustement réalisé. Ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accord global d'une distribution théorique spécifique à priori ou ajustée sur les observations.

2.2.2.1. Test d'adéquation du χ^2 (Pearson) :

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables, $\chi^2_{\text{Théorique}}$ et $\chi^2_{\text{calculé}}$ à un risque $\alpha = 5\%$ autrement dit à un seuil de signification de 95% et un nombre de degrés de liberté γ .

Tableau II.7 : Résultats du Test de χ^2

Lois statistiques	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{Théorique}}$	Observations	Remarques
Gumbel	6	6.73	12.592	$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide
Log-normale	5	10.00	11.07	$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide
GEV	5	10.00	11.07	$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide

Remarque :

On remarque que les trois lois d'ajustement sont adéquates.

2.2.2.2. Le Test visuel :

D'après les graphes représentés dans les figures (II2, II3, II4), on voit des valeurs négatives dans l'intervalle de confiance de la loi de Gumbel ce qui n'a aucune signification physique. Pour les lois de log-normal et GEV, on peut conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GEV tous les points de la loi sont plus proches de la droite d'ajustement théorique que le nuage des points ajusté par la loi log-normal.

On prendra donc les quantiles calculés par la loi de GEV :

Tableau II.8 : Calcul des quantiles

T (ans)	F	Quantiles (mm)
5	0.8	85.1
10	0.9	104.0
20	0.95	125.0
50	0.98	155.0
100	0.99	181.0

3. Pluies de courte durée

Pour une période donnée la quantité de pluie tombée dans un temps donné "t" est donnée par la formule de Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct} = P_{\max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.15})$$

Avec :

t : durée de l'averse.

b : exposant climatique (**b = 0.37**, selon l'ANRH).

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T=100 (ans) sont calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{II.16})$$

Avec :

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

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

D'où :

P : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).

Tableau II.9 : Pluies et intensités de courtes durées

Quantiles	181		155		125		104		85.1	
T(années)	100		50		20		10		5	
Durée(h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)
0.25	33.44	133.75	28.63	114.54	23.09	92.37	19.21	76.85	15.72	62.89
1	55.85	55.85	47.82	47.82	38.57	38.57	32.09	32.09	26.26	26.26
2	72.17	36.09	61.81	30.90	49.84	24.92	41.47	20.74	33.93	16.97
3	83.86	27.95	71.81	23.94	57.91	19.30	48.18	16.06	39.43	13.14
4	93.27	23.32	79.88	19.97	64.42	16.10	53.59	13.40	43.85	10.96
5	101.30	20.26	86.75	17.35	69.96	13.99	58.21	11.64	47.63	9.53
6	108.37	18.06	92.80	15.47	74.84	12.47	62.27	10.38	50.95	8.49
7	114.73	16.39	98.25	14.04	79.24	11.32	65.92	9.42	53.94	7.71
8	120.54	15.07	103.23	12.90	83.25	10.41	69.26	8.66	56.68	7.08
9	125.91	13.99	107.83	11.98	86.96	9.66	72.35	8.04	59.20	6.58
10	130.92	13.09	112.11	11.21	90.41	9.04	75.22	7.52	61.55	6.16
11	135.62	12.33	116.14	10.56	93.66	8.51	77.92	7.08	63.76	5.80
12	140.05	11.67	119.94	9.99	96.72	8.06	80.47	6.71	65.85	5.49
13	144.26	11.10	123.54	9.50	99.63	7.66	82.89	6.38	67.83	5.22
14	148.27	10.59	126.98	9.07	102.40	7.31	85.20	6.09	69.71	4.98
15	152.11	10.14	130.26	8.68	105.05	7.00	87.40	5.83	71.52	4.77
16	155.78	9.74	133.41	8.34	107.59	6.72	89.51	5.59	73.24	4.58
17	159.32	9.37	136.43	8.03	110.03	6.47	91.54	5.38	74.91	4.41
18	162.72	9.04	139.35	7.74	112.38	6.24	93.50	5.19	76.51	4.25
19	166.01	8.74	142.16	7.48	114.65	6.03	95.39	5.02	78.05	4.11
20	169.19	8.46	144.89	7.24	116.85	5.84	97.22	4.86	79.55	3.98
21	172.27	8.20	147.53	7.03	118.97	5.67	98.99	4.71	81.00	3.86
22	175.27	7.97	150.09	6.82	121.04	5.50	100.71	4.58	82.40	3.75
23	178.17	7.75	152.58	6.63	123.05	5.35	102.38	4.45	83.77	3.64
24	181.00	7.54	155.00	6.46	125.00	5.21	104.00	4.33	85.10	3.55

4. Calcul de l'intensité de pluie de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de Montana :

$$I_t(t_c)(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t_c}{24}\right)^{(b-1)} \quad (\text{II.17})$$

Pour une averse de fréquence (p%) :

I₂₄ (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée

t : Durée de l'averse en heures.

b : Exposant climatique de la région (b = 0.37) qui est donné par l'ANRH.

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ; durant son temps de concentration. Nous aurons donc :

$$I_t(t_c)(10\%) = I_{24}(10\%) \left(\frac{t_c}{24}\right)^{(b-1)} \quad (\text{II.18})$$

D'après la loi de Galton on a :

$$P_{24}(10\%) = 104 \text{ mm}$$

$$\text{Sourbro } I_t(8\text{min})(10\%) = \frac{104}{24} \left(\frac{0.13}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(8\text{min})(10\%) = 116.03 \text{ mm/h}$$

$$\text{Hopital } I_t(10\text{min})(10\%) = \frac{104}{24} \left(\frac{0.17}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(10\text{min})(10\%) = 97.99 \text{ mm/h}$$

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations pour un cours d'eau, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 50 ans ; durant son temps de concentration, peut-être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_t(t_c)(2\%) = I_{24}(2\%) \left(\frac{t_c}{24}\right)^{(b-1)}$$

D'après la loi de Galton on a :

$$P_{24}(2\%) = 146 \text{ mm}$$

$$\text{Sourbro } I_t(8\text{min})(2\%) = \frac{155}{24} \left(\frac{0.13}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(8\text{min}) = 172.93 \text{ mm/h}$$

$$\text{Hopital } I_t(10\text{min})(2\%) = \frac{155}{24} \left(\frac{0.17}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(10\text{min}) = 146.04 \text{ mm/h}$$

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations pour un cours d'eau, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 100 ans ; durant son temps de concentration, peut-être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_t(tc)(1\%) = I_{24}(1\%) \left(\frac{tc}{24}\right)^{(b-1)}$$

D'après la loi de Galton on a :

$$P_{24}(1\%) = 181 \text{ mm}$$

$$\text{Sourbro} \quad I_t(8\text{min})(1\%) = \frac{181}{24} \left(\frac{0.13}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(8\text{min}) = 201.94 \text{ mm/h}$$

$$\text{Hopital} \quad I_t(10\text{min})(1\%) = \frac{181}{24} \left(\frac{0.17}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(8\text{min}) = 170.54 \text{ mm/h}$$

Tableau II.10 : Intensité moyenne de précipitation

Fréquence %	1%	2%	10%
Période de retour	100 ans	50 ans	10 ans
Oued	I_{tc} (mm/h)		
Hopital	170.54	146.02	97.99
Sourbro	201.94	172.93	116.03

Conclusion

L'étude de la série pluviométrique de notre zone d'étude montre qu'elle s'ajuste très bien à la loi des extrême généralisée GEV. Ainsi elle nous a permis de calculer les pluies et les intensités de courtes durées pour les différentes périodes de retours.

Chapitre III : Estimation des débits de crue des cours d'eau

Chapitre III : Estimation des débits de crues des cours d'eau

Introduction :

Dimensionner un ouvrage se trouvant à l'aval d'un bassin versant donné ou d'une partie de ce dernier nécessite l'estimation des débits de crues de différents temps de retour. Dans ce but, des méthodes plus ou moins complexes ont été développées. Dans notre travail on a opté de travailler avec trois approches différentes et de choisir celle qui conviendra le mieux à notre contexte.

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,

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot \bar{i}_{tc} \cdot S}{3.6} \quad (\text{III.1})$$

$\bar{i}_{tc}$: Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le Tableau II.10,

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%,

Tableau III.1 : valeur de coefficient de ruissellement C

Fréquence %	1	2	5	10	20
Période de Retour	100	50	20	10	5
C	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6

Tableau III.2 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule de Turazza (Hopital)

T (ans)	I _{tc} (mm/h)	Q _{max,p%} (m ³ /s)
10	97.99	8.59
50	146.02	14.93
100	170.54	17.44

Tableau III.3 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule de Turazza (Sourbro)

T (ans)	I _{tc} (mm/h)	Q _{max,p%} (m ³ /s)
10	116.03	11.24
50	172.93	19.54
100	201.94	22.81

2. Méthode Superficielle de Caquot : [1]

Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit Q précipité sur le bassin versant urbanisé (Caquot, 1949) pour une fréquence F donnée. Les études les plus récentes, confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement F prend l'aspect suivant :

$$Q_f = K \frac{1}{U} \times I \frac{V}{U} \times C \frac{1}{U} \times A \frac{W}{U} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

$Q(f)$: débit pluvial en (m^3 / s).

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m / m).

C : coefficient de ruissellement.

A : surface du bassin considéré (ha).

Les paramètres de la relation :

- ✓ K : coefficient d'expression : $K = \frac{0.5^{b(f)} \times a(f)}{6.6} \quad (\text{III.3})$
- ✓ U : coefficient d'expression : $1 + 0,287 \cdot b(f)$.
- ✓ V : coefficient d'expression : $-0,41 \cdot b(f)$.
- ✓ W : coefficient d'expression : $0,95 + (0,507 \cdot b(f))$.

La formule de Caquot est donnée pour $M=2$ et pour des valeurs de $M \neq 2$, le débit de pointe donné par la formule doit être corrigé par m .

$$Q_p \text{ corrigé} = m \cdot Q_p \text{ brute}$$

m : coefficient d'influence donnée par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7b(f)}$$

M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8$

L : longueur des plus longs parcours hydraulique en (m).

A : surface du bassin considéré en (m^2).

Pour $M \geq 0.8$, les valeurs de m représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Valeurs de coefficient de correction du débit [2]

$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	1	1.25	1.5	2	2.5	3	4
M	1.5	1.3	1.2	1	0.9	0.8	0.67

Pour les zones fortement urbanisées, le débit trouvé pour la période décennale sert de base pour la détermination des débits pluviaux correspondant aux périodes de retour supérieures en multipliant le premier par un coefficient correctif « m ».

Quelques formules de la méthode superficielle :

$$T=10 \text{ ans} \implies Q = 1.430 \times I^{0.29} \times C^{1.2} \times A^{0.78}$$

$$T=5 \text{ ans} \implies Q = 1.192 \times I^{0.3} \times C^{1.25} \times A^{0.78}$$

$$T=2 \text{ ans} \implies Q = 0.834 \times I^{0.31} \times C^{1.22} \times A^{0.77}$$

$$T=1 \text{ ans} \implies Q = 0.682 \times I^{0.31} \times C^{1.23} \times A^{0.77}$$

Le débit qu'on trouve dans la période décennale utilisé pour la détermination des débits pluviaux au période de retour supérieur, en multipliant ce débit par un coefficient correctif n :

n= 1.25 pour T= 20 ans

n= 1.6 pour T= 50 ans

n= 2 pour T= 100 ans

2.1. Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale < 200 ha
- Le coefficient de ruissellement ($0.2 < C_r < 1$)
- Le coefficient d'allongement ($M > 0.8$)

Dans notre cas on a :

Hopital: 52.6 ha < 200 ha Sourbro: 58.1 ha < 200ha (1)

$M=2 > 0.8$

$M= 1.68 \approx 2 > 0.8$ (2)

Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important

Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60-0.70
Habitations moins denses	0.40-0.50
Quartiers résidentiels	0.20-0.30
Square – garde – prairie	0.05-0.20

Source : guide d'assainissement de Guerre et Gomella

On a une habitation dense dans les deux bassins versant pour cela on prend

$$Cr = 0.6 \dots\dots (3)$$

D'après (1), (2) et (3) la méthode superficielle est validée pour les deux bassins versant.

Tableau III.6 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule superficielle (Hopital)

Période de retour (ans)	$Q_f (m^3/s)$
10 ans	10.51
50 ans	16.82
100 ans	21.02

Tableau III.7 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule superficielle (Sourbro)

Période de retour (ans)	$Q_f (m^3/s)$
10 ans	12.52
50 ans	20.02
100 ans	25.03

3. Méthode de Sokolovsky :

3.1. Présentation de la méthode :

Il considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe : l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Modélisé par les équations suivantes :

$$\text{Pour la montée : } Q_m = Q_{\max p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (\text{III.4})$$

$$\text{Pour la descente : } Q_d = Q_{\max p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_m} \right)^m \quad (\text{III.5})$$

t_m : Temps de montée pris égal au temps de concentration du bassin versant ;

t_d : Temps de descente ;

Avec $n=2$ et $m=3$;

Le débit maximal probable $Q_{\max p\%}$ est donné par la formule de Sokolovsky :

$$Q_{\max p\%} = 0.28 \frac{(P_{p\%,t_c} - H_0) \alpha_{p\%} S f}{t_c} \quad (\text{III.6})$$

H_0 : Pertes initiales en (mm) ;

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement pour la crue probable ;

S : Surface du bassin versant en km^2 ;

F : Coefficient de forme de la crue ;

t_c : Temps de concentration du bassin versant en h ;

$P_{p\%, t_c}$: Précipitation en (mm) de probabilité $p\%$ correspondant une durée t_c ;

0.28 : Coefficient de changement d'unité ;

Le coefficient f peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \quad (\text{III.7})$$

Pour $S \leq 50 \text{ km}^2$ on a $\gamma = 2$;

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

Pour des bassins versant boisés, sol peu perméable, on a $\gamma = 3 : 4$;

Le temps de base $T_b = t_m + t_d$ avec $t_d = \gamma t_m$;

$$\alpha = \frac{\sqrt{P_{p\%,t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{p\%,t_c}} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{III.8})$$

3.2. Application de la méthode :

Dans notre cas, nous avons plusieurs petits sous bassins, pour lesquels on appliquera la formule précédente en prenant :

- Le déficit initial $H_0 = 7 \text{ mm}$
- Le coefficient $\gamma = 2$ bassin $< 50 \text{ km}^2$
- Le temps de concentration calculé par la formule de Kirpich.
- Les pluies de périodes de retour 100, 50 et 10 ans.

- $t_m=t_c=0.17$ (Hopital), $t_m=0.13$ (Sourbro).
- $t_d=0.34$ (Hopital), $t_d=0.26$ (Sourbro).
- $t_b=0.51$ (Hopital), $t_b=0.39$ (Sourbro).

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.8 : Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retours :

	Période de retour (ans)								
	100			50			10		
Bassin versant	$P_{p\%,t_c}-H_0$ (mm)	$\alpha_{p\%}$	$Q_{\max,p\%}$ (m /s)	$P_{p\%,t_c}-H_0$ (mm)	$\alpha_{p\%}$	$Q_{\max,p\%}$ (m /s)	$P_{p\%,t_c}-H_0$ (mm)	$\alpha_{p\%}$	$Q_{\max,p\%}$ (m /s)
Hopital	23	0.34	8.16	17.83	0.31	5.68	9.66	0.21	2.14
Sourbro	19.25	0.32	9.22	15.48	0.28	6.59	8.08	0.19	2.3

Tableau III.9 : Débits de crues (Hopital)

T (heure)	Période de retour (ans)		
	100	50	10
0	0	0	0
0.034	0.3264	0.2272	0.0856
0.068	1.3056	0.9088	0.3424
0.102	2.9376	2.0448	0.7704
0.136	5.2224	3.6352	1.3696
0.17	8.16	5.68	2.14
0.204	0.52224	0.36352	0.13696
0.238	0.22032	0.15336	0.05778
0.272	0.06528	0.04544	0.01712
0.306	0.00816	0.00568	0.00214
0.34	0	0	0

Tableau III.10 : Débits de crues (Sourbro) :

T (heure)	Période de retour (ans)		
	100	50	10
0	0	0	0
0.026	0.3688	0.2636	0.092
0.052	1.4752	1.0544	0.368
0.078	3.3192	2.3724	0.828
0.104	5.9008	4.2176	1.472
0.13	9.22	6.59	2.3
0.156	0.59008	0.42176	0.1472
0.182	0.24894	0.17793	0.0621
0.208	0.07376	0.05272	0.0184
0.234	0.00922	0.00659	0.0023
0.26	0	0	0

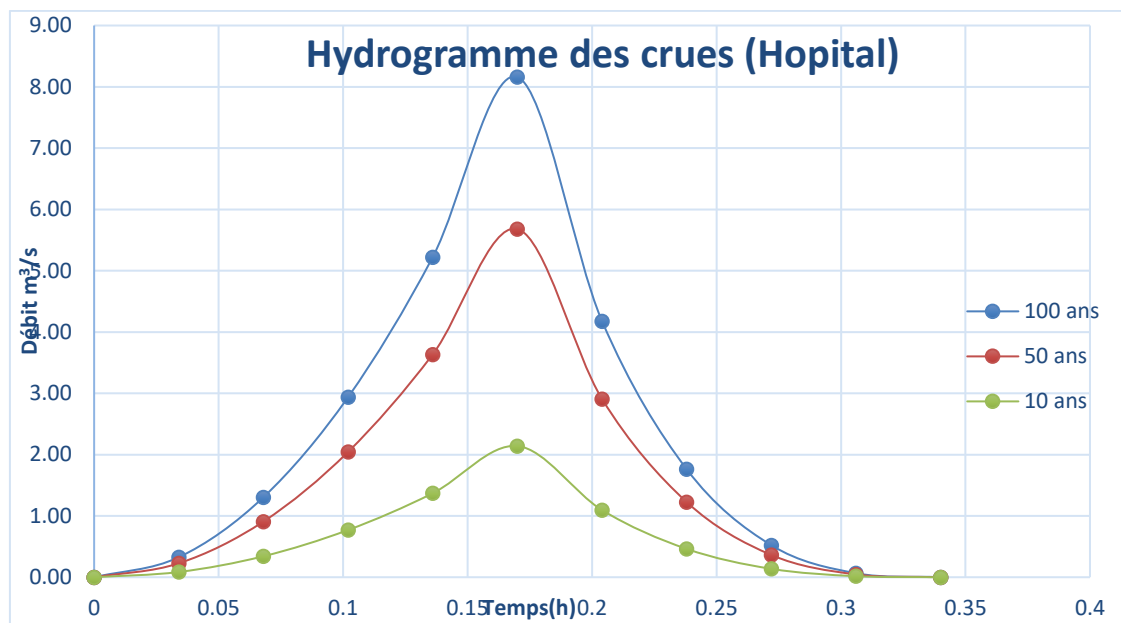


Figure III.1 : Hydrogramme de crue du bassin versant d'Oued Hopital

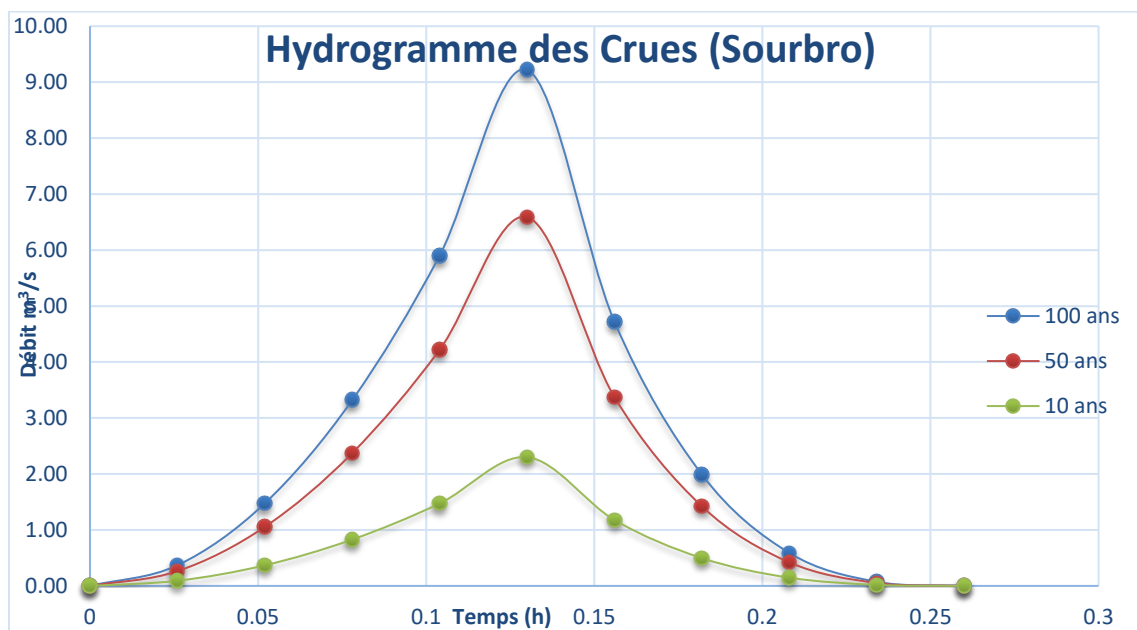


Figure III.2 : Hydrogramme de crue du bassin versant d'Oued Sourbo

Les débits de crues des bassins versants par les différentes formules dans les Tableaux III.11 et III.12.

Tableau III.11 : Débits de crues (Hopital)

Période de retour	Formule de Turazza	Formule Superficielle	Formule de Sokolovsky
Ans	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
10	8.59	10.51	2.14
50	14.93	16.82	5.68
100	17.44	21.02	8.16

Tableau III.12 : Débits de crues (Sourbro)

Période de retour	Formule de Turazza	Formule Superficielle	Formule de Sokolovsky
Ans	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
10	11.24	12.52	2.3
50	19.54	20.02	6.59
100	22.81	25.03	9.22

4. Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte les résultats obtenus par les méthodes Turazza, Sokolovsky et Superficielle, on choisit ce dernier, car on voit bien une variabilité plus ou moins importante entre les trois formules, selon la règle générale qui préside au choix de l'ampleur de la crue de projet consiste à réduire le risque d'inondation (menace pour des vies humaines), on cherche à s'assurer du maximum de protection et on adopte habituellement comme crue de projet la crue maximale probable.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les débits de crue afin de vérifier la capacité des cours d'eau pour les aménager contre les inondations à Dellys.

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

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

Introduction

En vue des différents dysfonctionnements que présente oued (Sourbro et Hopital) et entre autres la difficulté de visualisation et surtout de quantification de ces derniers on se propose de présenter une simulation des oueds à leurs état naturel pour mieux comprendre et savoir d'un œil assez proche de la réalité le risque que présente une crue centennale le long de l'oued et les différents dégâts envisageables après le passage de cette dernière, la simulation a été faite à l'aide d'un logiciel intitulé HEC-RAS qui après l'introduction de la géométrie de l'oued et le débit de crues qui correspond à une période donnée nous donne l'acheminement du débit de l'amont vers l'aval.

1. Description détaillée des cours d'eau :

1.1. Oued Sourbro :

L'oued traverse le centre-ville de Dellys. Caractérisé par une section insuffisante, un endroit des inondations en hiver



Figure IV.1 : Etat actuel d'Oued Sourbro
Source (APC Dellys, 2011)

1.2. Oued Hospital:

Oued Hôpital se présente également comme un Oued très important, vu qu'il traverse le centre-ville de Dellys en passant par l'hôpital. Les quantités d'eau qui peuvent affluer sont considérables, vu que cet Oued traverse un bassin versant dont le relief topographique, est très accidenté. Il est donc très important à signaler que cet Oued constitue un vrai danger, et expose la zone traversée au risque d'inondation, surtout avec l'incapacité de la section du canal qui remplace l'oued pour évacuer les crues exceptionnelles. Oued Hospital nécessite un aménagement,



Figure IV 2 : Etat actuel d'Oued Hospital

Source (APC Dellys, 2011)

2. Généralités : (Graf et al, 1993)

2.1. Ecoulement à surface libre :

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

2.2. Canaux à ciel ouvert :

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

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

2.3. Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

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

2.3.1. Les canaux naturels

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

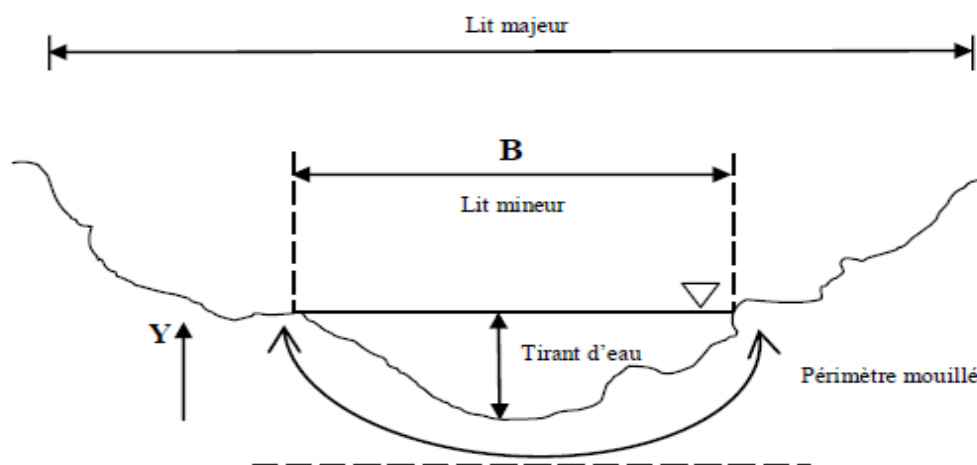


Figure IV.3 : Canal naturel.

– **Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m**

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

– **périmètre mouillé P_m**

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

– **largeur au miroir B**

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

– **tirant d'eau**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

2.3.2. Les canaux artificiels

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

2.4. Types d'écoulements (Degoutte, 2006)

2.4.1. Variabilité dans le temps

2.4.1.1. Ecoulement permanent

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

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (\text{IV.1})$$

2.4.1.2. Ecoulement non permanent

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

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq \frac{\partial Q}{\partial t} \neq \frac{\partial h}{\partial t} \neq \frac{\partial u}{\partial t} \neq 0 \quad (\text{IV.2})$$

2.4.2. Variabilité dans l'espace

L'écoulement est dit uniforme si les propriétés de l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. Ce qui convient à dire que la ligne de la pente du canal est parallèle à la surface libre de l'eau. $J_f = J_w$.

Lorsque les propriétés de l'écoulement varient graduellement, la profondeur et la vitesse entre deux sections ne changent que lentement. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon.

2.5. Les régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide dans un canal à surface libre engendre des forces d'inerties, de gravités et de frottements (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir des coefficients ou des nombres adimensionnels qui définissent les différents régimes d'écoulement :

✓ **Le nombre de Reynolds :**

C'est le rapport des forces de frottements et les forces d'inerties et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- $Re < 500$ $\Rightarrow$ Ecoulement laminaire
- $Re > 2000$ $\Rightarrow$ Ecoulement turbulent
- $500 < Re < 2000$ $\Rightarrow$ Ecoulement transitoire

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

✓ **Le nombre de Froude**

C'est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inerties. Et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- $Fr < 1$ $\Rightarrow$ Ecoulement fluvial
- $Fr > 1$ $\Rightarrow$ Ecoulement torrentiel
- $Fr = 1$ $\Rightarrow$ Ecoulement critique

Par conséquent, la combinaison des nombres de Reynolds et Froude donne quatre régimes d'écoulement :

- $Fr < 1$ et $Re < 500$ $\Rightarrow$ Ecoulement fluvial laminaire
- $Fr < 1$ et $Re > 2000$ $\Rightarrow$ Ecoulement fluvial turbulent
- $Fr > 1$ et $Re < 500$ $\Rightarrow$ Ecoulement torrentiel laminaire

➤ $Fr > 1$ et $Re > 2000$

⇒ Ecoulement torrentiel turbulent

2.5.1. Régime uniforme

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

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial i}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial s}{\partial x} = 0 \quad (\text{IV.3})$$

2.5.2. Régime non uniforme

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

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial x} \neq \frac{\partial i}{\partial x} \neq \frac{\partial h}{\partial t} \neq \frac{\partial s}{\partial x} \neq 0 \quad (\text{IV.4})$$

2.6. Dimensionnement des canaux

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels. Bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude de base pour tous les autres types d'écoulement. (*Graf Altinakar, 2000*)

Les formules de calcul

➤ La formule de Chézy

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$V = C \times \sqrt{R \times I} \quad (\text{IV.5})$$

En utilisant la relation suivante : $Q = V \times S$ on obtient :

$$Q = C \times S \times \sqrt{R \times I} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$) ;

S : section mouille (m^2) ;

R : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m) ;

I : pente de fond du canal (mm/mm) ;

➤ **La formule de MANNING-STRICKLER**

C'est la formule la plus utilisée, appelée en bref la formule de Manning.

$$Q = K \times S \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{IV.7})$$

Avec

K : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal et $n = 1/K$ ($\text{m}^{-1/3} \text{s}$) ;

Dans notre dimensionnement, on utilisera la formule de MANNING-STRICKLER

3. Choix de modélisation

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

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

Au regard des caractéristiques de la zone d'étude et des variables étudiées (hauteur de la ligne d'eau et débit), l'utilisation d'un modèle 1D est suffisant. En effet, plusieurs observations (voir photos ci-dessous) semblent justifier l'hypothèse d'un écoulement unidirectionnel :

- L'absence d'affluents et d'ouvrages longitudinaux (digue ou déversoir longitudinal),
- Un champ d'expansion composé principalement de prairies.

La comparaison effectuée par Horrit et Bates (2002) entre trois modèles de modélisations (LISFLOOD-FP, HEC-RAS, et Telmac 2D) a mis en évidence les bons résultats du logiciel HEC-RAS, qui obtient des résultats d'une précision comparable à ceux des deux autres. Cet article conforte le choix du logiciel HEC-RAS version 4.1.0 pour notre étude.

4. Le mode de calcul HEC-RAS

4.1. Présentation du logiciel HEC-RAS

Le système de modélisation HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*) est un logiciel d'hydraulique fluviale intégrant une panoplie de technique de calcul hydraulique en régime fluviale et torrentiel. Il a été développé en tant que partie intégrante d'un ensemble de logiciels dédiés aux études hydrologiques et hydraulique permettant de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par l'engineering hydrologique des USA dans le cadre du projet NextGen. Ce projet englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : simulation pluie-débit, hydraulique fluviale, simulation des systèmes des réservoirs, analyse des dommages d'inondations, ...etc.

Les calculs de lignes d'eau d'écoulements graduellement variés sont basés sur l'équation de Bernoulli. Les pertes de charge sont évaluées par l'équation de Manning-Strickler pour le terme de frottement et par des coefficients de contraction-expansion. Les calculs de lignes d'eau permettent tant l'analyse de la capacité de cours d'eaux (risques de débordement, inondations) que l'étude de l'impact de modifications des conditions de bords (ponts, endiguements).

4.2. Banque de données nécessaires pour l'application du code de calcul HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons de l'oued considérés :

4.2.1. Les données géométriques

L'application du model HEC-RAS est basé sur la subdivision du réseau hydrographique en plusieurs sections (profil en travers) perpendiculaires au sens d'écoulement.

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

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

calcul se rapproche à la réalité.

4.2.2. Estimation de la rugosité n de Manning

Les valeurs de la rugosité choisies sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur). Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas une règle solide et précise permettant de définir ce paramètre avec exactitude.

Le coefficient de rugosité « n » est influencé par plusieurs facteurs dont voici une description sommaire :

- ✓ **Rugosité du lit et des parois :** La granulométrie du lit du cours d'eau ou de son périmètre mouillé influence le coefficient de rugosité. Plus la granulométrie est grossière, plus la rugosité est élevée.
- ✓ **Irrégularités dans le lit :** Les irrégularités dans le fond du cours d'eau telles que les dépressions, les lames de sable occasionnées par l'envasement, l'ensablement ou de l'affouillement dans le cours d'eau. Le matériel transporté dans le fond du cours d'eau par l'écoulement contribue à augmenter la rugosité.
- ✓ **Changement dans la section :** Des changements graduels et peu fréquents dans la section du cours d'eau ont peu d'influence sur la rugosité générale du cours d'eau. Par contre, des changements fréquents et brusques influent sur l'écoulement d'une façon équivalente à une augmentation de la rugosité du cours d'eau.
- ✓ **Obstacles :** La présence d'obstacles, tels que les grosses pierres, ponceaux, freinent l'écoulement et amènent une augmentation équivalente de la rugosité.
- ✓ **Végétation :** La présence de végétation sur les berges (talus) et dans le fond du cours d'eau accroître la rugosité. Lorsque cette végétation est plus basse que la demi hauteur de l'écoulement.

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

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m \quad \text{(IV.8)}$$

Avec

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

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

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

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

n_4 : Traduit l'influence de la végétation ;

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

Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les valeurs estimées pour les différents coefficients [3]

Facteur	Caractéristique	Valeur
n_0	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n_1	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n_2	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n_3	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06

Tableau IV.1 : Les valeurs estimées pour les différents coefficients (suite)

n ₄	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
m	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

Pour notre étude, on a estimé une valeur moyenne du coefficient de rugosité pour chaque cours d'eau, nous prenons le coefficient de Manning égale à

Sourbro $\Rightarrow$ 0.043 pour le lit mineur et 0.022 pour les berges gauches et droite.

Hopital $\Rightarrow$ 0.045 pour le lit mineur et 0.025 pour les berges gauches et droite.

4.2.3. Les données de débits

Pour les données de débit, on utilise directement les résultats obtenus dans le chapitre précédent.

Tableau IV.2 : Débit de crue des différents tronçons

Oued	Débit (m ³ /s)
Sourbro	25.03
Hopital	21.02

4.3. Simulation des Oueds Sourbro et Hopital à son état naturel

Dans le but de déterminer les endroits de débordement, donc délimiter les zones inondables, afin de trouver une solution adéquate pour notre projet de protection, on impose une étude de l'état naturel des Oueds Sourbro et Hopital dans le cas de crue fréquentiel. On possède une simulation de ces Oueds avec le logiciel HEC-RAS.

Oued Sourbro et Hopital traversent la ville de Dellys Est sur une longueur de 1278 ml et 1488 ml. Dans Ces dernier seront découper en 33 et 47 profils en travers.

Les sections en travers géométriques introduites dans le modèle HEC-RAS ont été extraites en utilisant le logiciel AutoCad Civil 3D.

Les résultats de la simulation HEC-RAS sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Tableau IV.3 : Résultat de la simulation d'oued Sourbro à l'état naturel

Station	Débit	Cote du fond	N.L eau	La profondeur	N.L énergie	Vitesse	Surface mouillée	Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	
33	25.03	104.28	105.88	1.6	106.36	2.61	8.49	0.74
32	25.03	103.46	104.80	1.34	106.08	4.57	5.11	1.70
31	25.03	103.49	104.42	0.93	105.76	4.17	5.18	1.63
30	25.03	102.85	103.97	1.12	105.47	4.04	4.93	1.80
29	25.03	102.95	103.49	0.54	104.94	3.67	5.10	1.68
28	25.03	101.88	102.84	0.96	104.41	3.64	4.93	1.74
27	25.03	101.58	102.56	0.98	104.11	3.65	5.00	1.68
26	25.03	101.20	101.83	0.63	103.31	3.70	5.05	1.69
25	25.03	99.43	100.50	1.07	102.64	6.09	3.94	2.76
24	25.03	98.09	99.34	1.25	100.15	2.91	7.15	1.30
23	25.03	97.59	98.97	1.38	99.88	3.29	6.60	1.11
22	25.03	96.00	97.47	1.47	99.04	5.58	4.53	1.98
21	25.03	93.90	95.01	1.11	97.30	5.69	3.89	2.72
20	25.03	92.80	94.06	1.26	94.99	3.69	6.05	1.42
19	25.03	85.42	92.94	7.52	94.09	4.76	5.27	1.62
18	25.03	83.21	86.50	3.29	88.93	6.94	3.63	2.61
17	25.03	81.42	84.45	3.03	86.31	6.10	4.18	2.12
16	25.03	79.68	83.16	3.48	84.98	5.99	4.23	2.00
15	25.03	78.86	80.87	2.01	82.66	5.90	4.23	2.30
14	25.03	74.05	80.20	6.15	81.29	4.51	5.43	1.37
13	25.03	70.05	75.07	5.02	78.80	8.55	2.93	3.27
12	25.03	70.68	72.87	2.19	73.75	4.15	6.03	1.27
11	25.03	69.82	71.14	1.32	72.28	4.78	5.32	1.72
10	25.03	68.64	70.12	1.48	71.16	4.55	5.57	1.63
09	25.03	69.00	70.22	1.22	70.63	2.85	8.85	0.92
08	25.03	67.40	68.49	1.09	69.84	4.18	5.24	1.54
07	25.03	66.00	68.56	2.56	68.64	0.87	22.66	0.21
06	25.03	65.85	68.17	2.32	68.56	2.73	9.29	0.74
05	25.03	65.54	66.29	0.75	68.19	5.96	4.16	2.83

Station	Débit	Cote du fond	N.L eau	La profondeur	N.L énergie	Vitesse	Surface mouillée	Froude
04	25.03	64.80	65.58	0.78	66.57	4.44	5.68	1.73
03	25.03	61.80	63.56	1.76	64.57	4.48	5.62	1.44
02	25.03	60.06	61.66	1.6	62.82	4.77	5.28	1.48
01	25.03	55.00	56.89	1.89	58.61	5.78	4.31	2.41

Tableau IV.4 : Résultat de la simulation d'oued Hopital à l'état naturel

Station	Débit	Cote du fond	N.L eau	La profondeur	N.L énergie	Vitesse	Surface mouillée	Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	
47	21.02	139.94	141.74	1.8	142.11	2.28	8.26	0.67
46	21.02	138.93	140.45	1.52	141.91	5.49	3.99	1.95
45	21.02	135.58	136.73	1.15	139.36	7.32	2.99	3.12
44	21.02	131.53	132.79	1.26	135.39	7.15	2.94	2.87
43	21.02	128.47	129.98	1.51	131.74	5.88	3.58	2.16
42	21.02	126.98	128.43	1.45	129.70	5.03	4.21	1.82
41	21.02	119.25	120.02	0.77	123.96	8.96	2.45	4.38
40	21.02	115.15	115.77	0.62	119.51	4.35	2.69	2.07
39	21.02	113.13	114.43	1.3	116.18	5.85	3.60	2.31
38	21.02	112.02	113.32	1.3	114.33	4.44	4.73	1.58
37	21.02	112.00	113.39	1.39	113.90	2.01	7.52	0.69
36	21.02	108.31	109.35	1.04	112.44	7.79	2.70	2.94
35	21.02	107.19	108.30	1.11	109.04	3.81	5.51	1.44
34	21.02	105.20	106.41	1.21	107.37	4.35	4.83	1.52
33	21.02	103.59	104.93	1.34	105.78	4.02	5.16	1.58
32	21.02	102.06	103.6	1.6	104.58	4.26	4.93	1.38
31	21.02	101.12	102.63	1.51	103.74	4.66	4.51	1.54
30	21.02	100.47	102.40	1.93	102.88	3.15	6.87	1.00
29	21.02	99.90	100.71	0.81	101.96	3.53	4.68	1.44
28	21.02	99.03	100.1	1.16	101.39	4.35	4.43	1.68
27	21.02	97.13	98.92	1.79	100.15	4.91	4.27	1.74
26	21.02	96.26	98.20	1.94	98.90	3.70	5.67	1.14

Station	Débit	Cote du Fond	N.L eau	La Profondeur	N.L énergie	Vitesse	Surface mouillée	Froude
25	21.02	94.67	95.95	1.28	97.92	6.22	3.40	2.26
24	21.02	93.15	94.47	1.32	95.77	5.08	4.26	1.93
23	21.02	89.84	90.81	0.97	92.29	5.38	3.91	2.01
22	21.02	88.88	90.71	1.83	91.15	2.96	7.28	0.90
21	21.02	88.18	89.44	1.26	90.27	4.06	5.31	1.38
20	21.02	86.09	86.91	0.82	88.88	5.92	3.40	2.73
19	21.02	85.51	86.31	0.8	86.82	2.48	7.02	1.13
18	21.02	83.99	85.33	1.34	86.00	3.66	5.82	1.49
17	21.02	83.77	85.17	1.4	85.35	1.73	11.26	0.59
16	21.02	84.10	84.87	0.77	85.15	1.68	9.81	0.66
15	21.02	82.54	83.83	1.29	84.75	2.71	5.57	1.44
14	21.02	80.42	81.52	1.1	82.45	4.31	4.92	1.88
13	21.02	80.06	81.18	1.12	81.46	1.66	10.16	0.62
12	21.02	75.80	77.02	1.22	79.93	7.57	2.78	3.10
11	21.02	74.98	76.85	1.87	77.57	3.80	5.62	1.07
10	21.02	71.68	72.63	0.95	75.10	6.95	3.02	2.81
09	21.02	69.40	71.04	1.64	71.78	3.84	5.56	1.33
08	21.02	68.44	69.90	1.46	71.00	4.66	4.52	1.47
07	21.02	65.72	67.24	1.52	68.56	5.10	4.12	1.57
06	21.02	64.87	67.96	3.09	68.01	1.00	20.44	0.22
05	21.02	63.15	67.97	4.82	68.00	0.55	34.64	0.10
04	21.02	63.56	67.97	4.41	67.99	0.65	31.84	0.12
03	21.02	66.24	67.62	1.38	67.95	2.58	8.25	0.90
02	21.02	59.00	59.93	0.93	64.41	9.37	2.24	4.17
01	21.02	56.00	57.70	1.7	58.43	3.78	5.58	1.45

4.3.1. Les résultats de simulation

4.3.1.1. Affichage de profil en long

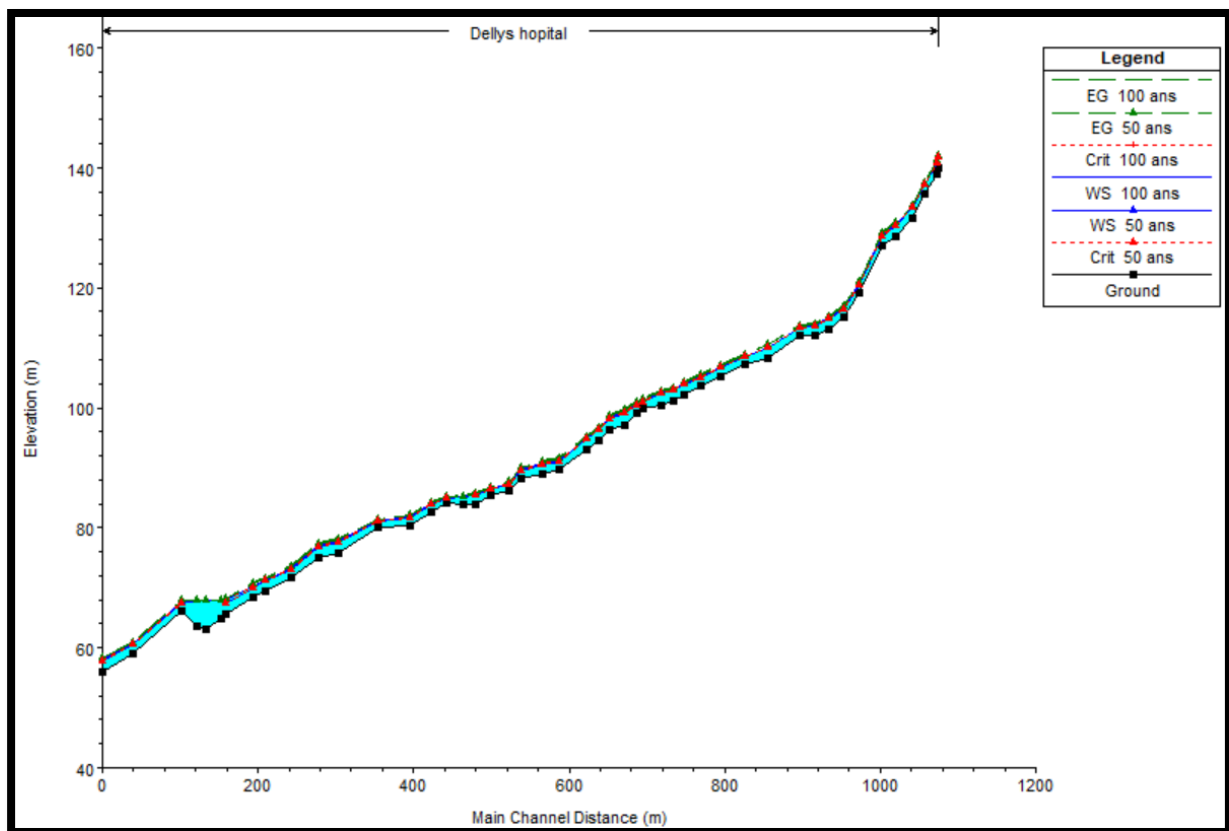


Figure IV.4 : Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long) Hospital.

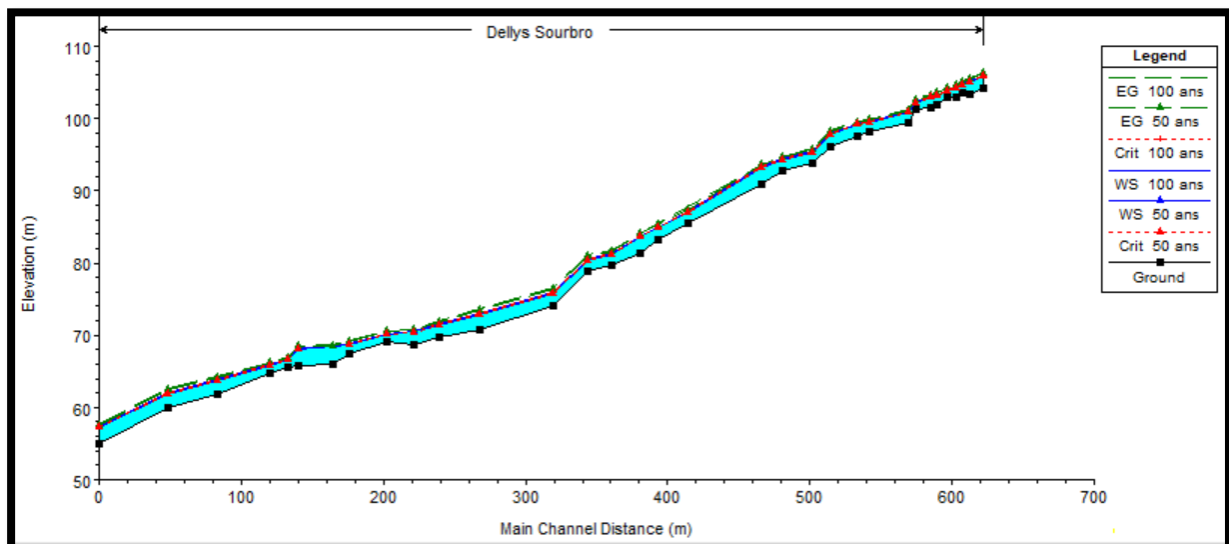


Figure IV.5 : Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long) Sourbro.

4.3.1.2. Affichage des profils en travers

Les profils de l'oued à l'état naturel sont représentés dans l'Annexe N°01.

Conclusion

Au niveau de ce chapitre, on a décrit l'état naturel des Oueds Sourbro et Hopital.

D'après les résultats de simulation, on remarque que la capacité des cours d'eau est insuffisante pour permettre le passage de la crue centennale ce qui est justifier par les débordements observés le long des oueds. Par ailleurs, les vitesses varient d'un tronçon à l'autre, très élevé sur certains tronçons, cette notable fluctuation met en évidence la variation du régime d'écoulement le long des Oueds. D'où un aménagement de ces derniers est nécessaire afin de protéger la ville de Dellys contre les inondations.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Introduction

D'après les résultats à partir des chapitres précédents des variantes d'aménagements des oueds Sourbro et Hopital seront proposés, afin de limiter la progression des oueds vers les habitations et d'éviter ensuite le débordement des eaux.

Parmi ces variantes une sera retenue. Il faut que cette variante, soit réalisable au point de vue technique, qu'elle soit, bien adaptée avec le terrain et économique.

1. Proposition d'aménagement

Les variantes proposées doivent se basant sur la reconnaissance du lieu et l'étude hydrologique de la zone d'étude, et quelque critère simple permettront de distinguer deux ou trois variantes.

1.1. Première variante : Protection en canaux en béton armé

Cette variante, est constituée de canaux de forme rectangulaires ou trapézoïdaux en béton armé

Le rôle de ces canaux est de contenir et de rediriger vers les endroits préférentiels la circulation des eaux. Surtout dans les zones internes de la ville. Au début de chaque protection on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, pour protéger le canal lui-même contre les affouillements, qui peuvent se produire lors de l'entrée des eaux dans le futur canal et d'un convergent de dimension favorable.

Pour empêcher la population de tomber dans le canal, nous proposons des protections en acier de hauteur 1.00m, dans les endroits où se trouve des habitations.

Tableau V.1 : Présentation des avantages et inconvénients pour la variante N°1

Variante	Avantages	Inconvénients
Canal des formes rectangulaires trapézoïdal	• Le rendement hydraulique est efficace. • Les résultats de calcul sont réalistes. • La durée de vie est importante. • Les matériaux de constructions sont disponibles. • Entretien très facile. • La forme étroite est adaptée à la ville. • La durée de réalisation très courte par rapport à un revêtement en gabion. • Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal. • Très répandu dans la protection contre les inondations. • Gagner de l'espace. • Assurer la protection des riverains surtout dans le cas où le canal traverse une zone urbanisée. • Un aspect esthétique.	• Le cout de génie civil est peu élevé pour le revêtement en béton • Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). • Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles. • Risque d'affouillement entre les parois verticales et le terrain naturel.

1.2. Deuxième variante :

Pour cette variante il sera proposé un canal en gabion come solution d'aménagement, au début de la protection nous projetons un ouvrage d'entrée sous forme d'un lit de pierres, afin de protéger le futur canal d'aménagement contre les affouillements qui peuvent se produire lors d'entrée des eaux dans le canal. L'aménagement proposé est un canal trapézoïdal à ciel ouvert en gabion, son rôle est d'assurer l'évacuation des eaux vers les endroits préférentiels.

La forme des talus en gabion, est en escalier des deux côtés de l'axe du canal.

Tableau V.2 : Présentation des avantages et inconvénients pour la variante N°2

Variante	Avantage	Inconvénients
Gabionnage	• Utilisation de la matière locale (cout faible). • La mise en œuvre est facile. • Bonne protection contre l'érosion. • Le gabion est robuste, durable et modulable. • Assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles. • Résiste à des crues importantes. • Transport et stockage aisé, cout moins élevé.	• Faible stabilité surtout aux périodes des crues. • L'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. • Modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place. • L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. • L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer. • Si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraine le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.

2. Comparaison technique des deux variantes d'aménagement

Pour la première variante, la stabilité sera relativement assurée et la durée de vie sera importante pour les ouvrages en béton armé. Contrairement à la protection en gabionnage qui a un coût faible, une durée de vie réduite et demande une main d'œuvre qualifiée pour sa bonne exécution.

Vu que les vitesses de nos cours d'eau sont très élevées ainsi que le risque d'érosion, le gabionnage a de faible chance de supporter.

La première variante garde le tracé original de l'oued, avec une durée de vie importante. La projection du canal à ciel ouvert garantira la continuité de l'écoulement en cas de crues exceptionnelles.

3. Choix de la variante

Après avoir donné une comparaison technique des deux variantes d'aménagement, notre choix est fait sur la première variante qui consiste à la projection d'un canal rectangulaire ouvert et un canal trapézoïdal pour le 1^{er} cours d'eau Sourbro. Pour l'oued Hopital on projette un canal trapézoïdal, au début de chaque protection on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, nous soumettons le choix de cette variante qui présente beaucoup plus d'avantages liés surtout à la facilité de réalisation et de sa gestion durable.

➤ Description de l'aménagement

Oued Sourbro est caractérisé par des sections étroites et des constructions à proximité de rive surtout au début de l'oued. Pour cela et pour minimiser la surface du canal, nous avons commencé notre aménagement par une section rectangulaire jusqu'à la section P20, en suite la section est devenue trapézoïdale jusqu'à la mer.

Pour le 2eme cours d'eau Hopital, l'aménagement est composé d'un canal trapézoïdal en béton armé.

4. Dimensionnements des canaux

4.1. Choix des paramètres de dimensionnement

4.1.1. La pente de projet

Le choix de la pente est très important avant de procéder au calcul hydraulique, car elle a une influence directe sur la vitesse et le régime d'écoulement, donc il faut choisir une pente d'une façon à avoir des vitesses inférieures à la vitesse admissible d'érosion.

➤ Oued Sourbro

Tableau V.3 : Pente du radier du canal

N° tronçon	Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Longueur (m)	Pente I (%) (m/m)
1	104.28	92.80	156.00	0.074
2	92.80	55.00	466.55	0.081

➤ Oued Hopital

Tableau V.4 : Pente du radier du canal

N° tronçon	Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Longueur (m)	Pente I (%) (m/m)
1	139.94	108.31	179.12	0.17
2	108.31	56.00	925.37	0.057

4.1.2. Le coefficient de rugosité

La valeur du coefficient de Strickler lorsqu'il s'agit d'un canal en béton et de ($K_s=75\text{m}^{1/3}/\text{s}$). Est donc on prend ($n=0.013\text{ s/m}^{1/3}$).

4.1.3. Fruit de talus

Dans notre cas, nous prenons $m=1$, (La section la plus avantageuse).

4.2. Calcul de dimensionnement

Tableau V.5: Les données de départ (Sourbro)

Q (m ³ /s)	25.03
Coefficient de rugosité (n)	0.013
Longueur de chenal (m)	1 ^{er} tronçon 156.00; 2eme tronçon 466.55
Pente moyenne I du terrain naturel (m/ml)	1 ^{er} tronçon 0.074; 2eme tronçon 0.081
Débitance K (m ³ /s)	1er tronçon 92.01; 2eme tronçon 87.95

Tableau V.6: Les données de départ (Hopital)

Q (m ³ /s)	21.02
Coefficient de rugosité (n)	0.013
Longueur de chenal (m)	1er tronçon 179.12; 2eme tronçon 925.37
Pente moyenne I du terrain naturel (m/ml)	1er tronçon 0.17 ; 2eme tronçon 0.057
Débitance K (m ³ /s)	1er tronçon 50.98; 2eme tronçon 88.04

4.2.1. Résultats de dimensionnement par la méthode itérative (Sourbro) avec une marge de sécurité (1/4*h)

➤ 1^{er} tronçon P33-P20 (Section rectangulaire)

Largeur du fond : $b = 3.25\text{m}$;

Hauteur normale : $h = 2\text{m}$;

➤ 2eme tronçon P20-P1 (Section trapézoïdale)

Largeur du fond : $b = 3.5\text{m}$;

Hauteur normale : $h = 2\text{m}$;

4.2.1.1 Les paramètre d'écoulement

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

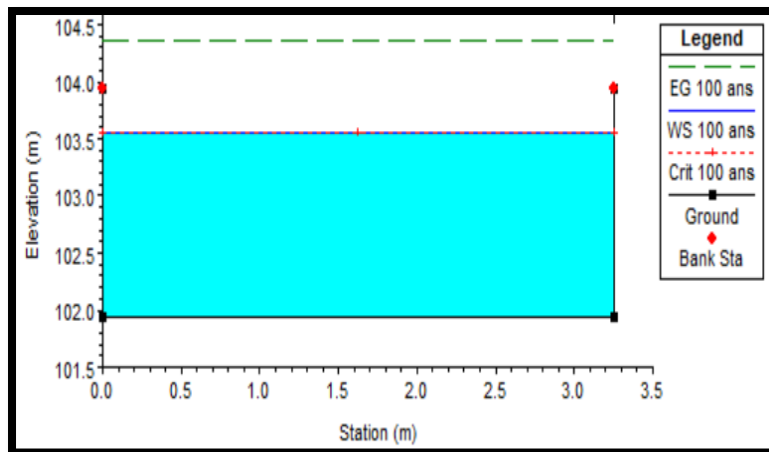


Figure V.1 : Section transversal Oued Sourbro amont aménagé en canal rectangulaire en béton

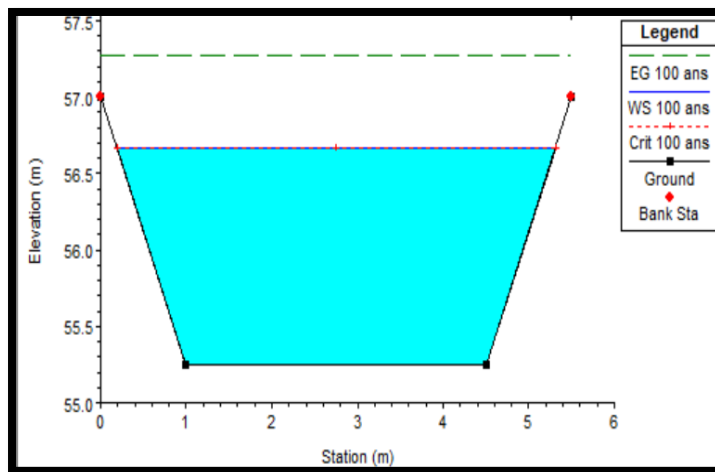


Figure V.2 : Section transversal Oued Sourbro aval aménagé en canal trapézoïdal en béton

Le calcul des paramètres d'écoulement sera effectué à l'aide du logiciel HEC-RAS et les résultats de calcul se résument dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Paramètres d'écoulement d'oued Sourbro

Station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	Énergie	Vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
33	25.03	103.37	105.08	106.25	4.34	1.30
32	25.03	102.31	104.26	105.18	4.07	1.12
31	25.03	101.93	103.96	104.84	4.23	1.17
30	25.03	101.65	103.52	104.38	4.49	1.32
29	25.03	101.17	103.11	104.10	4.62	1.61
28	25.03	100.68	102.34	103.30	5.12	1.99
27	25.03	100.34	102.15	103.05	4.87	2.19
26	25.03	99.37	101.13	102.23	4.42	1.47
25	25.03	98.23	100.18	101.03	4.32	1.29
24	25.03	96.26	97.99	98.86	4.27	1.28
23	25.03	95.48	97.32	98.24	4.51	1.34
22	25.03	93.71	95.51	96.46	4.62	1.61
21	25.03	92.49	94.38	95.35	4.29	1.28
20	25.03	90.91	92.76	93.42	4.37	1.31
19	25.03	89.42	90.84	91.5	3.60	1.15
18	25.03	84.59	86.11	86.73	3.47	1.08
17	25.03	82.30	83.85	84.43	3.51	1.11
16	25.03	80.67	82.29	82.84	3.69	1.17
15	25.03	78.20	79.87	80.49	3.81	1.29
14	25.03	76.16	77.58	78.26	3.54	1.14
13	25.03	73.12	74.45	75.10	3.43	1.04
12	25.03	69.73	71.12	71.70	3.12	1.00
11	25.03	68.47	67.91	68.54	3.27	1.01
10	25.03	67.69	69.18	69.84	3.43	1.04
09	25.03	67.07	68.56	69.27	3.61	1.16
08	25.03	66.23	67.74	68.35	3.72	1.19
07	25.03	65.87	67.41	68.07	3.76	1.21
06	25.03	64.60	66.27	66.86	3.84	1.31
05	25.03	64.19	65.82	66.39	3.79	1.28
04	25.03	63.41	64.97	65.54	3.82	1.30

Station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	Énergi e	Vitesse	Froude
03	25.03	61.26	62.79	63.39	3.87	1.32
02	25.03	59.22	60.71	61.41	3.91	1.37
01	25.03	55.25	56.67	57.31	3.95	1.41

4.2.2. Résultats de dimensionnement par la méthode itérative (Hopital) avec une marge de sécurité ($1/4 \cdot h$) (Section trapézoïdale)

➤ 1^{er} tronçon P47-P36

Largeur du fond : $b = 3.5\text{m}$;

Hauteur normale : $h = 1.75\text{m}$;

➤ 2^{eme} tronçon P36-P1

Largeur du fond : $b = 4\text{m}$;

Hauteur normale : $h = 1.8\text{m}$;

4.2.2.1 Les paramètres d'écoulement

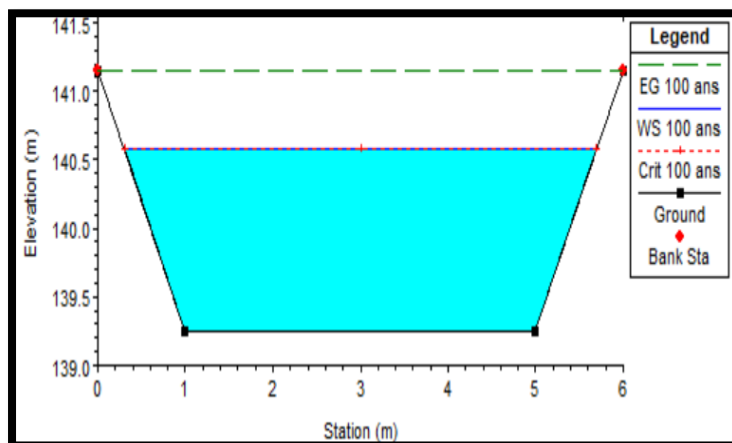


Figure V.3 : Section transversal Oued Hospital amont aménagé en canal trapézoïdal en béton

Tableau V.8 : Paramètres d'écoulement d'oued Hopital

Station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	Énergie	Vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
47	21.02	139.40	140.82	141.42	3.43	1.29
46	21.02	138.33	139.79	139.95	3.58	1.42
45	21.02	134.70	136.20	136.69	3.72	1.52
44	21.02	130.93	132.40	133.02	3.67	1.48
43	21.02	127.00	128.38	129.03	3.45	1.31
42	21.02	124.16	125.58	126.21	3.38	1.24
41	21.02	118.95	120.35	120.96	3.36	1.21
40	21.02	115.87	117.21	117.78	3.25	1.10
39	21.02	112.53	113.89	114.49	3.42	1.28
38	21.02	111.44	112.83	113.53	3.52	1.41
37	21.02	110.30	111.76	112.43	3.47	1.35
36	21.02	107.81	109.23	109.86	3.35	1.20
35	21.02	106.11	107.43	108.05	3.44	1.30
34	21.02	104.33	105.69	106.29	3.39	1.25
33	21.02	102.84	104.13	104.71	3.34	1.19
32	21.02	101.61	102.96	103.51	3.46	1.33
31	21.02	100.75	102.13	102.64	3.31	1.17
30	21.02	99.79	101.14	101.63	3.37	1.22
29	21.02	98.35	99.62	100.13	3.41	1.27
28	21.02	97.79	99.11	99.68	3.27	1.12
27	21.02	96.88	98.18	98.81	3.57	1.41
26	21.02	95.30	96.64	97.29	3.17	1.01
25	21.02	94.05	95.41	95.99	3.86	1.29
24	21.02	92.52	93.84	94.39	3.74	1.53
23	21.02	89.37	90.69	91.2	3.58	1.34
22	21.02	88.32	89.69	90.18	3.32	1.17
21	21.02	86.99	88.29	88.82	3.68	1.50
20	21.02	84.87	86.19	86.76	3.61	1.43
19	21.02	84.06	85.35	85.94	3.52	1.41

Station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	Énergie	Vitesse	Froude
18	21.02	83.52	84.79	85.42	3.47	1.35
17	21.02	83.10	84.35	84.93	3.39	1.37
16	21.02	82.44	83.71	84.24	3.32	1.17
15	21.02	81.60	82.88	83.45	3.36	1.21
14	21.02	80.29	81.62	82.22	3.54	1.44
13	21.02	78.23	79.54	80.17	3.47	1.35
12	21.02	75.40	76.72	77.31	3.47	1.35
11	21.02	73.68	75.03	75.54	3.39	1.25
10	21.02	71.23	72.60	73.15	3.43	1.29
09	21.02	68.59	69.93	70.52	3.61	1.43
08	21.02	67.46	68.78	69.39	3.64	1.46
07	21.02	64.71	66.01	66.64	3.76	1.55
06	21.02	64.24	65.51	66.08	3.84	1.62
05	21.02	62.76	64.02	64.53	3.77	1.56
04	21.02	62.32	63.60	64.14	3.71	1.51
03	21.02	61.35	62.66	63.25	3.67	1.49
02	21.02	59.10	60.43	60.98	3.51	1.39
01	21.02	55.60	56.95	57.53	3.57	1.41

Commentaire

Le régime d'écoulement le long de l'oued est de type torrentiel avec un nombre de Froude >1 , qui assure l'évacuation rapide de la crue vers l'exutoire (la mer). On remarque que la vitesse d'écoulement varie entre 3 et 4 m/s pour Oued Hopital et entre 4 et 6 m/s pour Sourbro ces vitesses sont inférieures aux vitesses limites d'érosion qui sont de l'ordre de 14 à 20 m/s.

D'après les résultats de simulation par le logiciel Hec-Ras, La différence entre l'altitude de la ligne d'eau et celle du radier donne la hauteur d'eau en chaque section du canal, en comparant cette hauteur avec la profondeur du canal nous montre l'absence de débordement et la suffisance de la section projetée pour évacuer la crue vers l'exutoire.

Conclusion

Au niveau de ce chapitre, on a proposé deux variantes d'aménagement des oueds Sourbro et Hopital pour la protection de la ville de Dellys Est contre les inondations et assurer une évacuation rapide du flux de la crue.

L'aménagement proposé est de projeter des canaux en béton pour les deux cours d'eau.

Chapitre VI :

Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet

Chapitre VI :**Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet****Introduction**

Après la phase d'étude qui a été effectuée beaucoup plus au bureau qu'au terrain arrive une phase très importante dans le but de résoudre le problème poser c'est la réalisation des ouvrages donc la conception, et pour assurer le bon déroulement des travaux sur terrain une étape intermédiaire sera effectuée pour donner une flexibilité aux travaux c'est l'organisation du chantier.

1. Devis quantitatif et estimatif du projet

Les prix des différentes tâches à exécutée inclus (SEAAL, 2018) :

Déblais :

Ce prix rémunère au mètre cube le déblai en terrain meuble pour différentes profondeurs (selon profil en long) et le Transport des terres excédentaires à la décharge publique, y compris toutes sujétions de bonne exécution.

Remblais :

Ce prix rémunère au mètre cube la mise en place du Remblai le long de l'oued, y compris toutes sujétions de bonne exécution

Béton de propreté :

Ce prix rémunéré au mètre cube la mise en place du béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m³ de ciment CPA325.

Béton armé :

Ce prix rémunéré au mètre cube la mise en place du béton N°3 dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA325.

Tableau VI.1 : Devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation Des Travaux	U	Quantité	Prix /U (Da)	Montant (Da)
Sourbro					
Terrassement					
1	Déblais en terrain de toute nature	m ³	1746	1000.00	174 6000.00
2	Remblais compacté	m ³	150	250.00	37 500.00
Géni civil					
4	Béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	688	7 000.00	4 816 000.00
5	Béton armé N°3 dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	2300	60 000.00	138 000 000.00
TOTAL 1					144 599 500.00
Hopital					
Terrassement					
1	Déblais en terrain de toute nature	m ³	8435	1000.00	8 435 000.00
2	Remblais compacté	m ³	287	250.00	71 750.00
Géni civil					
4	Béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	1414	7 000.00	9 898 000.00
5	Béton armé N°3 dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	3890	60 000.00	145 920 000.00
TOTAL 2					251 804 750.00
TOTAL					396 404 250.00
TVA 19%					75 316 808.00
TTC					471 721 058.00

Le devis du projet est estimé à : 471 721 058.00 DA

2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Réaliser une construction n'est pas une chose facile, et cela nécessite l'intervention de nombreux professionnels. L'équipe de réalisation d'un projet est composée principalement :

- **Le maitre de l'ouvrage :** Il peut être défini comme la personne morale ou physique pour laquelle l'ouvrage est construit, il en est le responsable principal et, en tant que tel, est tenu de respecter certaines obligations déterminées par la réglementation.
- **Le maitre d'œuvre :** Il est chargé de définir la solution et les moyens techniques qu'elle devra mettre en œuvre pour réaliser, maintenir, voire exploiter le produit fini en conformité avec le cahier des charges établi par la maîtrise d'ouvrage ;

elle est responsable du respect des standards techniques de nature informatique et de la pérennité des produits livrés.

- **L'entreprise :** Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de :
 - ✓ Etudie le projet de point de vue couts et prix.
 - ✓ Organise le chantier.
 - ✓ Elabore le planning d'exécution des travaux.
 - ✓ Commande le matériel et les matériaux.
 - ✓ Réalise les ouvrages prévus.
 - ✓ Analyse le bilan de fin de chantier.
- **Contrôleur technique :**
 - ✓ Garantit sur le plan technique la bonne exécution.
 - ✓ Assure le contrôle des travaux pendant l'exécution.
 - ✓ Effectue tous les essais et contrôles.
 - ✓ Rédige les procès-verbaux et correspondants.

3. Différents travaux à entreprendre

Pour la réalisation des canaux aménagés, on doit passer par les étapes suivantes :

- Excavation.
- Réglage du fond.
- Pose du lit de pose (gravier).
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Exécution du béton armé pour le lit et les voiles.

3.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

3.1.1. Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

3.1.2. Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

3.1.3. Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

- a) Enlèvement de la couche végétale.
- b) Réalisation des fouilles La réalisation de la tranchée dépend des paramètres suivants :
 - ✓ Environnement.
 - ✓ Caractéristiques du canal.
 - ✓ Nature du terrain (avec ou sans eau).
 - ✓ Profondeur de réalisation.

3.1.4. Remblayage des tranchées

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai à droite et à gauche du canal est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

4. Définitions des engins utilisés

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Tableau VI. 1 : Engins utilisés

Tache	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dozers	
	Niveleuse	
	Camions	
	Dumpers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

Les engins que nous allons utiliser sont :

- ✓ Une pelle hydraulique.
- ✓ Un dozer.
- ✓ Un chargeur.
- ✓ Bétonneuse.
- ✓ Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

5. Installations du chantier

5.1. Installations destinées au personnel

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

5.2. Installations destinées au stockage des matériaux

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

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

5.3. Installations destinées à la réparation des engins

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

5.4. La préfabrication

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

6. Rôle de l'installation de chantier

6.1. Organiser le déroulement du chantier

- ❖ À étudier lors de la préparation au bureau des méthodes ;
- ❖ Prévoir les différentes phases de réalisation en déplaçant le moins possibles les hommes, les matériels, les matériaux (y compris lors du repliement du chantier) ;
- ❖ Faciliter la cohabitation et le dialogue entre les différents corps d'états ;
- ❖ Utiliser du mieux possible l'espace disponible notamment en chantier urbain ;

6.2. Ordonner le chantier

- ❖ Gain de temps : diminue les temps unitaires (T.U.) ;
- ❖ Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels) ;
- ❖ Améliore la sécurité : humaine + matériel (clôture + gardiennage + alarme) ;
- ❖ Améliore la qualité (réussir du premier coup au moindre coût) ;
- ❖ « Vitrine » pour la maîtrise d'œuvre et les entreprises ;

6.3. Positionner les éléments

- ❖ Humains : rendez-vous, accident ;
- ❖ Matériels : livraison, déplacements ;
- ❖ Réseaux : fuites, pannes, raccordements utilisation de grillages avertisseurs et tubes de couleurs normalisées ;

Tableau VI.3 : Couleur des conduites dans le chantier

Couleur	Conduite ou câble
Bleu	Eau
Jaune	Gaz
Rouge	Electricité
Vert	Courants faibles et téléphone
Ocre	Assainissement
Marron	Télédistribution
Blanc	Eclairage public

7. Localisation et fonctions des différents postes

Tableau VI.4 : Fonctions et localisation des postes d'un chantier

N°	Désignation	Localisation	Fonctions
1	Engins de levage (grue à tour, grue à tour à montage rapide, grue automotrice...)	L'aire de balayage doit couvrir les bâtiments, le poste de bétonnage, les aires de préfabrication, armatures et stockage Eviter le survol des riverains.	Manutentionner les matériaux, les matériels, des divers postes aux lieux de mise en œuvre
2	Poste de bétonnage (centrale à béton, malaxeur de mortier...)	Proche de l'accès principal, accessible aux camions de livraison (granulats, ciment, silos, trémies)	Fabriquer le mortier et le béton
3	Aire de préfabrication	Près des bâtiments à construire	Préfabriquer des ouvrages élémentaires (acrotères, poteaux, poutres, prédalles non précontraintes...) Fabrication de coffrages (bois)

N°	Désignation	Localisation	Fonctions
4	Aire de ferrailage	Proche des bâtiments à construire et de l'aire de préfabrication	Découper et façonner les armatures
5	Aire de stockage	Proche des accès Aire protégée (vols de matériaux) Sur le bâtiment	Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation. Stocker la terre végétale.
6	Cantonnements (bureaux, réfectoire, sanitaires, hébergements, magasin, caravanes)	A proximité d'un accès du chantier Si possible hors de l'aire de balayage de la grue Les éléments peuvent être superposables ou se trouver dans le bâtiment réalisé	Accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunion de chantier) dans des conditions d'hygiène et de sécurité Favoriser les communications entre les intervenants Stocker les matériaux et matériels sensibles
7	Réseaux : eau, gaz, électricité, téléphone, air comprimé, égout	Enterrés ou aériens, à la périphérie des bâtiments. Stockage eau.	Alimenter les postes de travail (armoires de distribution) Evacuer les eaux
8	Clôture ou palissade (éventuellement balises et TS proscrit)	A la périphérie du chantier	Isoler le chantier de la voie publique (intrusion, vols, accidents)

Un plan d'installation de chantier doit faire apparaître en plus des postes principaux définis ci-dessus, La position :

- ❖ Des obstacles naturels (végétation, roche) et industriels (poteaux, regards) ;
- ❖ Du panneau de chantier (N° permis de construire, noms des maîtres d'œuvre et d'ouvrage, Noms et qualités des entreprises, délais, coûts...) ;
- ❖ Des accès et des voies de circulation ;
- ❖ Du poste de lavage éventuel des camions...

8. Succession des opérations du chantier

8.1. Travaux préparatoires

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

8.2. Exécution de l'ouvrage

Ils consistent essentiellement en :

1. Le piquetage d'implantation pour le terrassement ;
2. L'exécution des déblais et des remblais ;
3. Exécution de la couche du gravier ;
4. Exécution de la couche du béton de propreté ;
5. Exécution de béton armé ;

9. La Planification

C'est sans doute l'opération la plus importante du processus de réalisation d'un projet. Elle intervient en tout début de la réalisation du projet et conditionne la qualité du résultat final.

Ces finalités sont :

- Pour l'équipe de projet, de traduire une stratégie de projet en logique de déroulement, formalisée sous forme de tâches à réaliser dans un ordre précis (ordonnancement) ;
- Pour le chef de projet, identifier, décrire finement et distribuer tout le travail à produire et construire son support de pilotage opérationnel par les délais,

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

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

L'opération d'analyse des tâches est considérée comme la plus importante dans la planification, elle se fait en deux grandes phases :

- ✓ Une première exclusivement dédiée au recensement des tâches et de leurs relations d'enchaînement dont il sort le premier réseau logique,
- ✓ Une seconde consacrée à la vérification du réseau et au renseignement des informations relatives aux tâches.

9.1. Techniques de planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

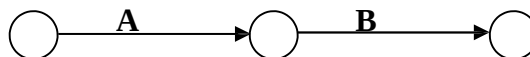
9.1.1. Méthodes basées sur le réseau

9.1.1.1. Définition du réseau

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

1. Réseau à flèches :

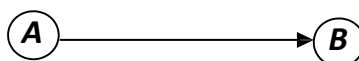
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

2. Réseau à nœuds :

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



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

9.1.1.2. Construction du réseau

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

a. Etablissement d'une liste des tâches :

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

b. Détermination des tâches antérieures :

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

c. Construction des graphes partiels.

d. Regroupement des graphes partiels.

e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

f. Construction du réseau.

9.1.2. Méthodes basées sur le graphique

9.1.2.1. Méthode linéaire (ligne of balance technic)

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

9.1.2.2. Méthode à barres

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

9.2. Les étapes de la planification

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

- ✓ **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.
- ✓ **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.
- ✓ **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

9.3. Estimation des durées

L'estimation de la durée des tâches ne se fait que lorsque les tâches ont été analysées. L'opération d'estimation des durées a un impact important sur la qualité du planning final et elle doit être conduite dans le respect de principes rigoureux.

Au préalable, il faut faire admettre les hypothèses suivantes qui simplifient l'estimation : Toutes les tâches se réaliseront, dans des conditions normales ;

Cette hypothèse consiste à estimer les durées des tâches sans présupposer une quelconque "criticité" ou pression particulière sur les délais. Ce sont les conditions habituelles de travail qui doivent servir d'étalon à l'estimation des durées. Cela suppose aussi que chaque durée de tâche est estimée sans qu'on se soucie de toutes les perturbations imaginables qui pourraient en déranger le bon déroulement. Par contre, "conditions normales" veut bien dire que l'environnement dans lequel la tâche se déroulera de façon tout-à-fait prévisible est bien pris en compte.

Chaque tâche se réalisera avec les moyens habituels ;

Cela signifie que la durée de la tâche est estimée sur la base des moyens habituellement affectés à ce type de tâche (qualité et quantité). Donc ne pas faire de supposition sur toute mise en œuvre de moyens exceptionnels que la criticité de la tâche pourrait justifier.

Les moyens nécessaires à l'ensemble des tâches sont infinis ;

Elle résulte tout simplement de la considération que chaque tâche est estimée en durée sans qu'on puisse à ce stade savoir si les moyens à y affecter seront indisponibles puisque déjà affectés à une autre tâche. Et par voie de conséquence, supposer que chaque tâche disposera des moyens nécessaires revient à considérer provisoirement qu'ils sont illimités.

9.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

9.4.1. Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

DCP : date de commencement au plus tôt ;

TR : temps de réalisation ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{DFP} = \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{array} \right.$$

9.4.2. Chemin critique (C.C)

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

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

$$\text{C.C} \iff \begin{array}{l} \text{MT} = 0 \\ \Sigma \text{TR} = \text{DTP} \end{array}$$

10. Elaboration du réseau selon la méthode CPM

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

Tableau. VI.5 : Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM

Les travaux	Opération	Durée
Installation de chantier	A	15jours
Travaux de terrassements sur Sourbro	B	35 jours
Compactage sur Sourbro	C	10 jours
Lit de béton propreté pour Sourbro	D	35 jours
Le bétonnage	E	20 jours
Travaux de terrassement sur Hopital	F	60 jours
Compactage sur Hopital	G	20 jours
Lit de béton propreté pour Hopital	H	30 Jours
Le bétonnage	I	75 Jours
Travaux de finitions	K	15 jours

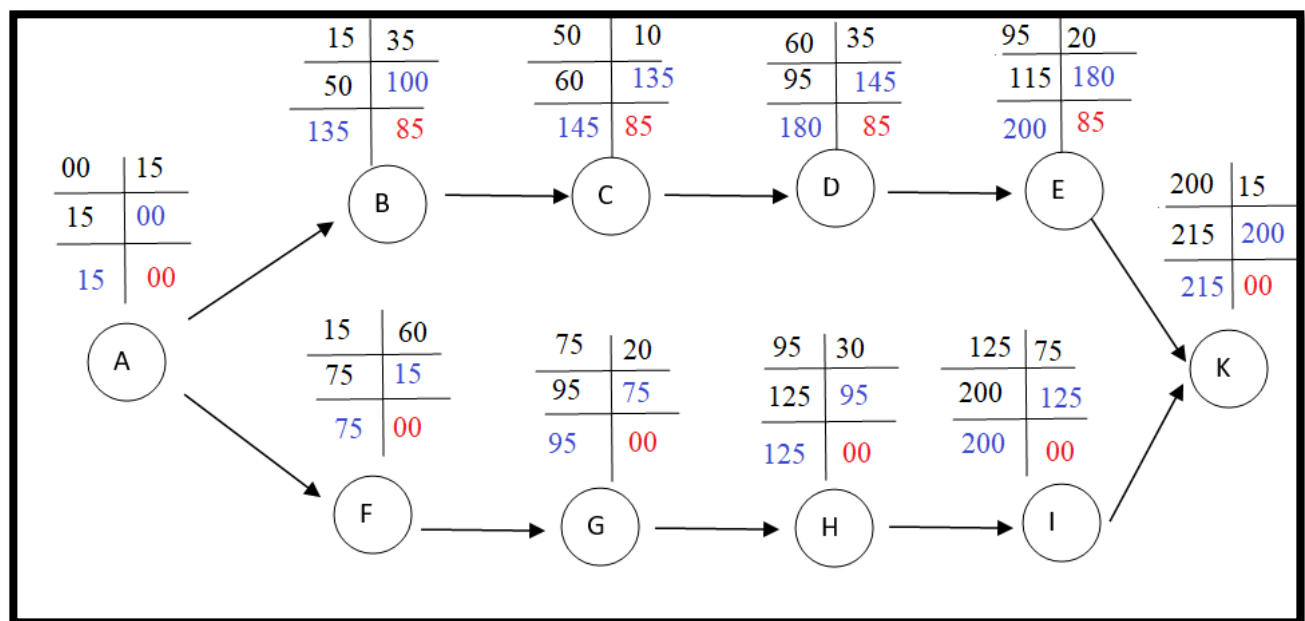


Figure VI.1 : Le réseau à nœud

11. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

11.1. Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

11.2. Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet d'aménagement, le risque de produire un accident est éventuel soit dans la phase des travaux de terrassement ou dans la réalisation des travaux de bétonnage.

12. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

12.1. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.).

12.2. Protection collective

12.2.1. Equipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

12.2.2. Engin de levage

La grue, pipe layée et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.

- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

12.2.3. Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

12.3. Autres protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

Conclusion

A la fin de ce chapitre, une étude globale sur le déroulement des travaux nécessaires a été élaboré pour permettre l'enchaînement le plus logique et économique des travaux d'aménagement des oueds Sourbro et hopital, toute en assurant une utilisation rationnelle des ressources mises en œuvre (personnels et matériels).

Pour le côté financier, le montant total du projet a été estime à **471 721 058.00 DA** avec un délai d'exécution de 215 jours.

Conclusion générale

Conclusion générale

La ville de Dellys a connu depuis des décennies des inondations catastrophiques qui ont engendrés des pertes humaines et matériel.

En vue d'éliminer ce phénomène et pour apporter une solution, nous avons entamé une étude des lieux afin de cibler les zones inondables et proposer un aménagement adéquat.

Nous avons d'abord présenté la zone d'étude, puis estimé le débit de crue maximal à évacuer par ces cours d'eau. Au moyen d'une modélisation hydrodynamique, et cela nous a permis de consolider et de vérifier la problématique présenter au préalable à l'aide du logiciel HEC-RAS qui nous a permis de visualiser les ampleurs des débordement et l'incapacité des oueds à faire passer le débit centennal.

Ensuite un aménagement en béton armée a été adopté pour remédier à ce problème.

Enfin, dans le but de se raccorder le maximum à la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique de l'exécution des tâches. Ainsi que des préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers. Le coût de ce projet est estimé à 471 721 058.00 DA, et comme tout projet celui-ci se doit d'être entretenu et suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Touaïbia.B (2004): Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.166p.

[1] **MARC SATI et BECHIR SELMI**, Livre Guide technique de l'assainissement

[2] **Cours d'assainissement Mr.D.KAHLERRAS.**

Degoutte.G,(2006) Diagnostique aménagement et gestion des rivières-hydraulique et morphologie fluviale appliquées. Collection Tec & Doc. Paris. France. 394p

Richard H. McQueen, Peggy A. Johnson. (2002) Highway Hydrology, edition (NHI) USA, page 50.

Graf W.H, altinakar M.S(2000): Hydraulique fluvial: écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie, Volume 16, Traité de Génie Civil, Ecole polytechniques Fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romane. 628p.

MEDD (Ministère de l'écologie et du développement durable « France », direction de la prévention des pollutions et des risques, sous la direction de la prévention des risques majeurs. 2004. Risques naturels majeurs : Les inondations, Aout 2004. 20p.

ARMONDO LENCASTRE. (1996) Hydraulique Générale, édition Paris.

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

Guy B. Fasken : Guide for selecting roughness coefficient n value for channels. Soil Cnservation service USDA. 1963

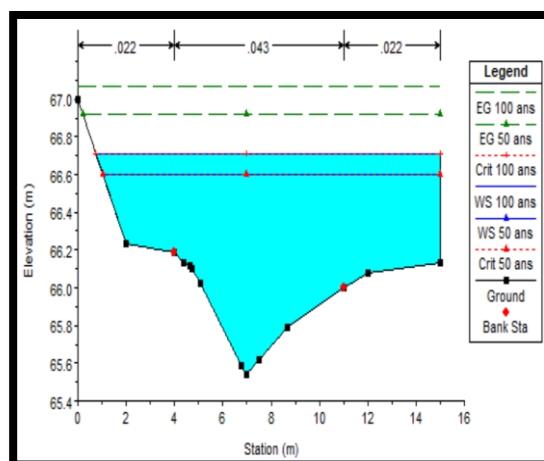
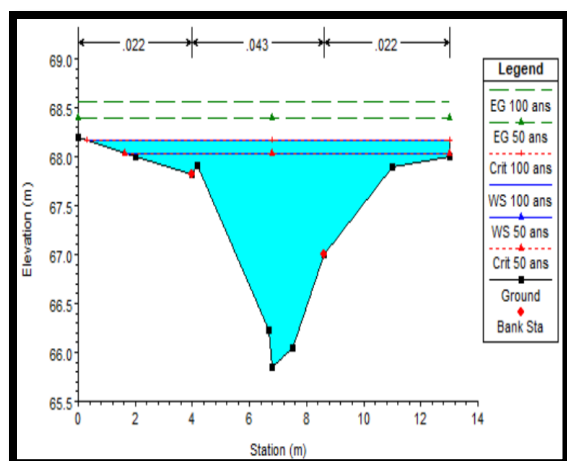
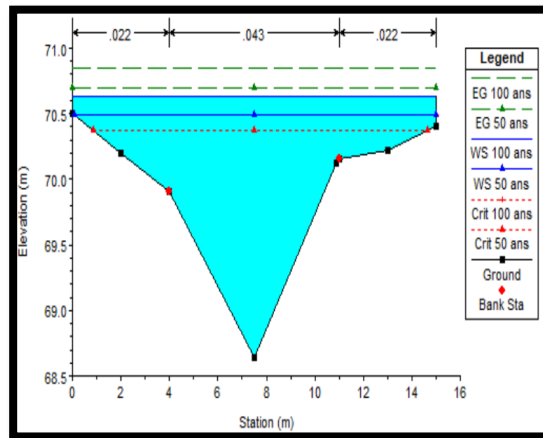
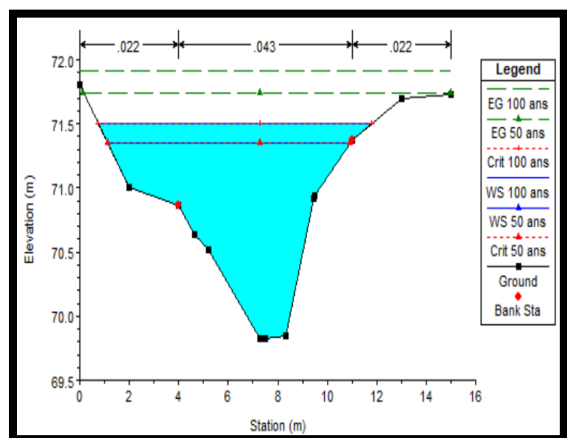
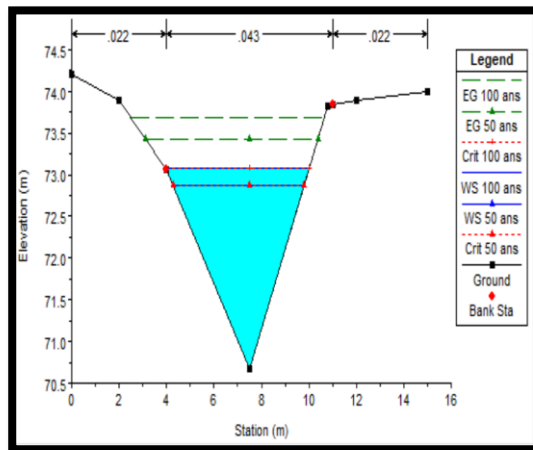
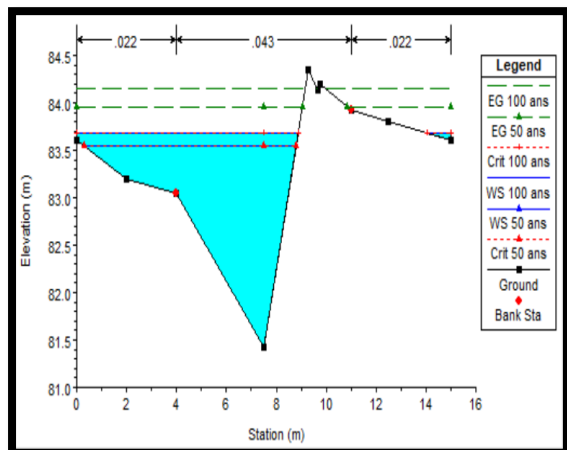
BALADES J.-D., LEROUX J. (1993) La maîtrise des eaux pluviales. Éditions du STU, page 63.

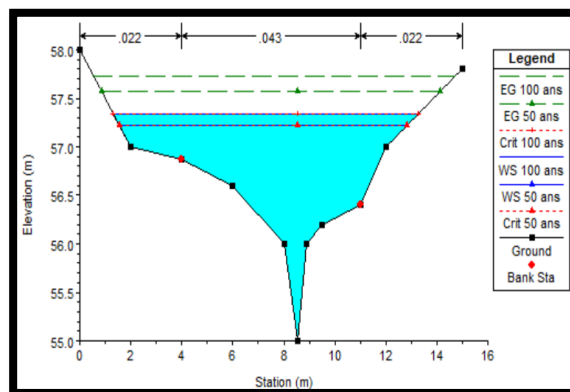
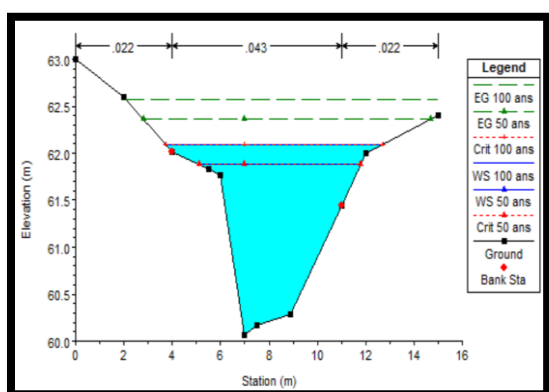
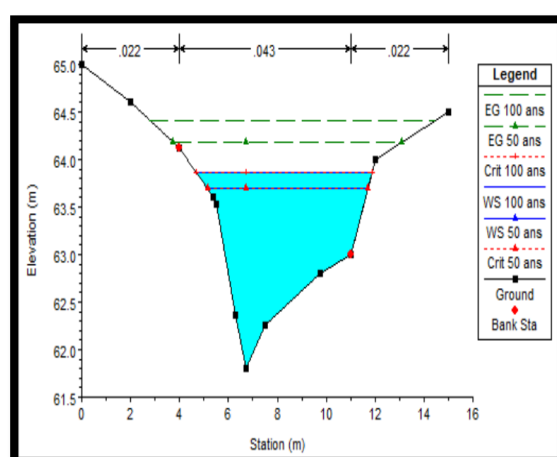
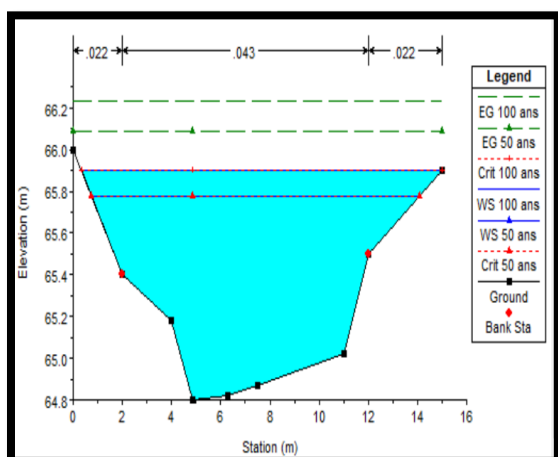
[3] **Memoir Benghouba (4-0030-15)**

Annexes

Annexes N°1

-Figures de simulation de l'Oued Sourbro à son état naturel





-Figures de simulation de l'Oued Hospital à son état naturel

