

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Supérieure Polytechnique
Département d'Hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

INTITULE

RECALIBRAGE D'UN TRONCON DE L'OUED M'ZAB
(EL ATTEUF)

Présenté par :

Mr. GOUDJIL Samir

Mr. KACI Djamel

Dirigé par :

Mr. A Melboucy

Dr. A Bermad

PROMOTION JUIN 2009

ملخص

ينظم عملنا هذا تحت إطار حماية سهل وادي مزاب ضد الفيضانات، و لهذا نقوم بإعادة تعبير الوادي على طول المقطع الممتد من جسر بوسالم إلى غاية سد العطف، هذا التعبير يهدف إلى زيادة القدرة الهيدروليكية لهذا الوادي وهذا يستوجب علينا اختيار التهيئة الملائمة.

قمنا في بادئ الأمر بتقدير قيمة تدفق المشروع ثم عرجنا على رسم مختلف المقاطع العرضية على طول الوادي المدروس. و في الأخير نشرع على تطبيق الافتراض الهيدروديناميكي.

لبلوغ هدفنا هذا، و إنجاز هذا العمل، من الضروري توفير بعض الوسائل مثل:

برامج COVADIS و HEC RAS .

كلمات مفتاحية: إعادة التعبير، غرداية، COVADIS ، HEC RAS

Résumé

Le but de ce travail est de recalibrer le cours d'eau du M'Zab le long du tronçon allant du pont de Boussalem à l'amont jusqu'à la digue d'El Atteuf à l'aval. Il est question de faire un choix sur les différents aménagements à mettre en place afin d'augmenter la capacité hydraulique du cours d'eau considéré.

Nous avons d'abord estimé le débit de projet et tracé les sections en travers, puis nous avons procédé à la simulation hydrodynamique.

Pour atteindre notre objectif, des outils étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail, notamment le logiciel COVADIS pour le Modèle Numérique de Terrain (MNT), ainsi que le module de calcul HEC RAS modélisation hydrodynamique.

Mots clés : Recalibrage, Ghardaïa, HEC RAS, COVADIS.

Abstract

The goal of this work is the recalibration of the river of the M'Zab along the active section from the bridge of Boussalem in the upstream until the dam of El Atteuf in the downstream. It is a question of making a choice about various installations that can be set up in order to increase the hydraulic capacity of the river considered.

We initially estimated the flow of project and drew the sections transversely, then we carried out hydrodynamic simulation.

To achieve our goal, some tools were necessary for the realization of this work, in particular software COVADIS for the Digital Model of Ground (DMG), as well as the module of calculation HEC RAS for hydrodynamic modeling.

Keywords: Recalibration, Ghardaïa, HEC RAS, COVADIS.

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 mon frère Yanis à qui je souhaite beaucoup de réussite dans la vie.

A mes deux petites sœurs Melina et Narimane à qui je souhaite beaucoup de réussite.

A ma meilleure amie Amina qui m'a toujours soutenu lors des moments les plus difficiles.

A mon meilleur ami Samir à qui je souhaite une bonne continuation dans ces études.

A mon amie Lynda qui m'a énormément aidé durant mon parcours scolaire.

A mon ami Tahar qui était toujours là pour me remonter le moral lorsque ça n'allait pas.

A mon binôme Samir avec qui j'ai passé des moments inoubliables.

A la promotion d'Hydraulique 2009 à qui je rends hommage pour la formidable ambiance qui a régné parmi nous durant ces trois merveilleuses années, et qui va énormément me manquer.

A ceux qui étaient toujours là pour moi.

A toutes ces personnes, je dédie ce modeste ouvrage.

KACI. Djamel

Je dédie à ce travail à ...mes chers parents, à ma mère qui ne m'a jamais laissé et qui m'a énormément soutenu et à mon très cher père.

A tous mes frères et mes sœurs :
Ahmed, Housseem, Riad, Sarah et Khaoula.

A Hakima qui était toujours proche de moi et qui m'a beaucoup aidé.

A mes tantes, mes oncles et tous mes cousins : Yacine, Sofiane, Radouan, Zohir, Issam, Sami...

A Djamel mon binôme, avec qui j'ai passé des bons souvenirs.

A mes amis de la spécialité Hydraulique.

A ceux que j'ai oublié de citer.

GOUDJIL Samir. n

REMERCIEMENTS

Nous tenons à adresser en premier lieu nos remerciements à notre promoteur Mr.Bermad qui n'a pas hésité à nous encadrer et nous suivre dans ce projet, et qui nous a accordé de son temps, de son savoir et de ces conseils.

Un grand merci également à notre encadreur Mr.Melboucy pour nous avoir proposé ce sujet et pour avoir accepté de nous prendre en charge pendant le stage au sein de l'entreprise, pour nous avoir consacré beaucoup de temps et fait profiter de son expérience. Merci aussi à toute l'équipe d'Amenhyd pour nous avoir accueillis et mis à l'aise.

Nous tenons à remercier particulièrement Mme.Benmammar pour tout le temps qu'elle nous a consacré, et tout l'intérêt qu'elle nous a accordé, pour tous les conseils qu'elle nous a donné, pour sa présence et pour son aide, pour ses encouragements, ses conseils, et surtout sa confiance.

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

Merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, que ce soit par son amitié, ses conseils ou son soutien moral.

Table des matières

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Description de la ville.....	04
I.1.1. Position géographique.....	04
I.1.2. Historique de la ville.....	04
I.1.3. Géologie générale.....	05
I.1.4. Relief.....	05
I.1.5. Climat.....	05
I.1.6. Vallée du M'Zab.....	05
I.2. Présentation globale de la situation actuelle.....	06
I.2.1. Problématique.....	06
I.2.2. Objectif.....	06
I.2.3. Outils.....	06

Chapitre II : SYNTHESE HYDROLOGIQUE

II.1. Introduction.....	09
II.2. Méthodes de prédétermination des débits de crue.....	09
II.2.1. Cas où les données hydrometriques existent en nombre suffisant.....	09
II.2.2. Cas où les données hydrometriques sont insuffisantes.....	10
II.2.3. Cas où il n'existe pas de données hydrometriques.....	10
II.3. Intérêts de la recherche historique.....	11
II.4. Caractéristiques du bassin versant de l'Oued M'Zab.....	12
II.4.1. Indice de pente globale I_g	12
II.4.2. Caractéristiques géologiques.....	13
II.5. Précipitations du bassin versant du M'Zab.....	14
II.6. Crues de l'Oued M'Zab.....	15
II.6.1. Sources de données.....	15
II.6.2. Inventaire des crues.....	15
II.7. Similitude et analogie entre les bassins versants.....	18
II.7.1. Similitude des caractéristiques physiques.....	18
II.7.2. Similitude de la pluviométrie.....	18
II.8. Résultats de l'analogie.....	19
II.8.1. Temps caractéristiques.....	19
II.8.1. Temps de base.....	19
II.8.2. Temps de montée.....	19
II.8.3. Temps de concentration.....	19
II.8.2. Volume de crue.....	20

Table des matières

II.8.3. Coefficient d'abattement.	20
II.8.4. Coefficient de ruissellement.	21
II.8.5. Coefficient de pointe.....	21
II.9. Débits maximums	22
II.10. Débit de projet.	24

Chapitre III:

MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN (MNT)

III.1. Notions de base sur le MNT.....	27
III.1.1. Définition du MNT.....	27
III.1.2. Types de MNT.	27
III.1.2.1. MNT raster	27
III.1.2.2. MNT vecteur	28
III.1.3. Construction.	28
III.1.4. Exploitation	28
III.1.5. Caractéristiques	29
III.2. Présentation du logiciel utilisé.	29
III.2.1. MNT avec COVADIS	29
III.2.2. Visualisation et analyse du relief	30
III.2.3. Courbes de niveaux	31
III.2.4. Calcul et édition des profils.....	31
III.3. Elaboration du MNT avec le logiciel COVADIS.	32

Chapitre IV:

MODELISATION HYDRODYNAMIQUE

IV.1. Introduction	37
IV.2. Principe des modèles hydrodynamiques	37
IV.2.1. Modèles bidimensionnels horizontaux	38
IV.2.2. Modèles monodimensionnels.....	39
IV.2.2.1. Ecoulements en lits composés.....	41
IV.2.2.2. Singularité	42
IV.2.2.3. Ecoulements torrentiels et ressauts	43
IV.3. Les différents modèles hydrodynamiques	44
IV.3.1. Modèles 1D	44
IV.3.2. Modèles 2D	44
IV.3.3. Modèles à casier (1.5D)	44
IV.3.4. Modèles 3D	44
IV.4. Présentation de quelques logiciels	45
IV.5. Présentation du logiciel utilisé (HEC RAS)	46
IV.5.1. Introduction	46
IV.5.2. Modèle utilisé par HEC RAS.....	46

Table des matières

IV.6. Application à la zone d'étude	48
IV.6.1. Données d'entrée.	48
IV.6.2. Nombre de dalots à mettre en place.	50
IV.6.3. Etapes de simulation	51
IV.6.4. Interprétation des résultats	51
IV.6.5. Conception et aménagements	57

Chapitre V :

CALCULS GENIE CIVIL

V.1. Introduction	59
V.2. Pré dimensionnement.	59
V.3. Caractéristiques du sol.	60
V.3.1. Sol en fondation	60
V.3.2. Sol en amont	60
V.3.3. Sol en aval	60
V.4. Application.	61
V.4.1. Caractéristiques géométriques	61
V.4.2. Paramètres de calcul	62
V.4.3. Résultats des calculs géotechniques	63

Chapitre VI :

PLANIFICATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

VI.1. Introduction	67
VI.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.	67
VI.2.1. Installations destinées au personnel	67
VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	67
VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	67
VI.2.3. Travaux préparatoires	67
VI.3. Planification.	68
VI.3.1. Etapes de planification	68
VI.3.2. Délai de construction et programme des travaux	68
VI.3.3. Les plannings	69
Conclusion générale	72

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Classifications O.R.S.T.O.M. pour des bassins versants selon leur indice de pente globale.	13
Tableau II-2 : Classifications O.R.S.T.O.M. pour des bassins versants selon leurs caractéristiques géologiques.....	13
Tableau II-3 : Crues de 1921 à 1937 d'après les documents de l'Annexe de Ghardaïa, communiqués à Capot-Rey, en février 1938.....	16
Tableau II-4 : Crues de 1938 à 1951 d'après les états mensuels fournis par l'Annexe de Ghardaïa depuis avril 1938, complétés par ceux du poste Météorologique de Ghardaïa	16
Tableau II-5 : Crues de 1951 à 1953 d'après une communication personnelle de J. Dubief recueillie par M.A. Roche (1996).....	17
Tableau II-6 : Crues de 1954 à 1996	18
Tableau II-7 : Coefficients de ruissellement des différents sous bassins.	21
Tableau II-8 : Equations donnant le débit centennal dans chaque zone.....	22
Tableau II-9 : Valeur de K selon la zone.....	23
Tableau IV-1 : Logiciels de modélisation hydrodynamique.	45
Tableau V-1 : Caractéristiques du sol de fondation.....	60
Tableau V-2 : Caractéristiques du sol en amont	60
Tableau V-3 : Caractéristiques du sol en aval	60
Tableau V-4 : Résultats des calculs pour le sol en amont.....	63
Tableau V-5 : Résultats des calculs pour le sol en aval.....	63
Tableau V-6 : Résultats des calculs pour cas simples.....	64
Tableau VI-1 : Planning du matériel nécessaire.	69
Tableau VI-2 : Planning personnel	70

Liste des figures

Figure III-1 : Visualisation du MNT.	30
Figure III-2 : Visualisation du relief	31
Figure III-3 : Calcul du MNT.	32
Figure III-4 : Tracé des courbes de niveau	33
Figure III-5 : Création de la barre d'outils des projets linéaires.....	33
Figure III-6 : Tabulation de l'axe	34
Figure III-7 : Dessin des profils en travers	34
Figure III-8 : Dessin du profil en long.....	35
Figure IV-1 : Coefficients de rugosité	47
Figure IV-2 : Coefficient de rugosité équivalent	49
Figure IV-3 : Dimensions du dalot.	50
Figure IV-4 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie A).....	52
Figure IV-5 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie B).....	52
Figure IV-6 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie C).....	53
Figure IV-7 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie D).....	53
Figure IV-8 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie E).....	54
Figure IV-9 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie F).....	54
Figure IV-10 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie G).....	55
Figure IV-11 : Présentation graphique des résultats dans le cours d'eau	56
Figure IV-12 : Visualisation de la forme de la ligne d'eau.....	56
Figure IV-13 : Coupe type d'une digue.	57
Figure IV-14 : Tronçon recalibré avec des murs.	57
Figure V-1 : Pré dimensionnement d'un mur de soutènement.	59
Figure V-2 : Sol en amont et en aval.....	61
Figure V-3 : Caractéristiques géométriques du mur de soutènement.	62

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le développement récent de la population de la ville de Ghardaia, à laquelle se rattache le présent projet, qui a doublé au cours des 20 dernières années en entraînant une intense urbanisation, s'est heurté aux contraintes du relief, en particulier à l'étroitesse de la vallée. On a pu assister à une extension incontrôlée de l'habitat dans la palmeraie ainsi que dans le lit mineur de l'oued. Ce dernier phénomène a gravement modifié les conditions de passage des crues et accru de façon inadmissible les risques de destruction et d'accidents majeurs liés à ces événements.

Pour protéger la vallée du M'Zab contre les crues, on propose la combinaison des deux solutions suivantes :

- l'édification d'ouvrages de rétention à l'amont
- des travaux d'aménagement des berges et du lit de l'oued

Le présent mémoire traite la seconde partie qui concerne le recalibrage de l'oued M'Zab sur un tronçon d'environ 6km qui commence à partir du pont de Boussalem et qui se termine au niveau de la digue d'El Atteuf.

Le premier chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude, nous y avons également exposé la problématique, les objectifs du projet ainsi que les aménagements de protection susceptibles d'être mis en place.

Le deuxième chapitre présente la partie hydrologique du projet que nous avons synthétisé à partir du rapport de l'étude hydrologique faite par le bureau d'étude BG. Nous avons donc, dans cette partie, évalué le débit de projet avec lequel nous recalibrons.

Dans le troisième chapitre est présenté le modèle numérique de terrain (MNT) que nous avons élaboré à partir du levé topographique du tronçon considéré.

Pour ce qui est du chapitre quatre, il s'intéresse à la modélisation hydrodynamique effectuée à l'aide du logiciel HEC-RAS, ainsi que l'interprétation des résultats obtenus et les différents aménagements adoptés.

Les calculs génie civil, qui concernent la stabilité des murs de berges, sont quant à eux présentés dans le cinquième chapitre.

Le sixième et dernier chapitre, traite d'une manière générale la partie planification et organisation de chantier.

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. DESCRIPTION DE LA VILLE

Pour la description de la zone d'étude nous nous intéresserons aux caractéristiques suivantes :

1.1.1. POSITION GEOGRAPHIQUE

La wilaya de Ghardaïa à laquelle se rattache le présent projet se situe dans la zone septentrionale du Sahara Algérien. Elle se situe à 600 km au sud d'Alger et s'étend sur une superficie de plus de 86 000 km². Elle est bordée au Nord par les wilayas de Laghouat et Djelfa, à l'Est par la wilaya de Ouargla, à l'Ouest par les wilayas d'Adrar et d'El Bayadh et au Sud par la wilaya de Tamanrasset.

Au Nord de la wilaya de Ghardaïa, la vallée du M'Zab qui entaille profondément le paysage, abrite la célèbre palmeraie et les cinq villes de la Pentapole, toutes situées sur le cours de l'Oued M'Zab, à savoir : Ghardaïa, Mélika, Béni Izguen, Bounoura et El Atteuf et dont chacune de ces cinq cités est entourée par des collines ravinées par l'érosion pluviale.

1.1.2. HISTORIQUE DE LA VILLE

Les origines de la palmeraie de Ghardaïa et la première implantation par les Mozabites remontent au XI^e siècle.

- Ghardaïa : fondée en 1048 sur la rive droite de l'Oued M'Zab et à l'amont des quatre autres centres; cette ville est le chef lieu de la wilaya de Ghardaïa et la capitale commerciale du M'Zab;
- Mélika : fondée au début du XI^{ème} siècle, cette petite cité domine la vallée de l'Oued M'Zab et ne possède pas de palmeraie;
- Béni Izguen : fondée en 1347, au confluent de l'Oued N'Tissa et de l'Oued M'Zab, c'est la ville sainte du M'Zab et le foyer intellectuel de l'Ibadisme; sa palmeraie s'étend sur 3 km le long de l'Oued N'Tissa;
- Bounoura : fondée en 1046 sur la rive gauche de l'Oued M'Zab, elle est située à 3 km à l'aval de Ghardaïa dont elle dépend économiquement comme les autres K'seurs de la Pentapole;
- El Atteuf : c'est la plus ancienne ville du M'Zab; elle a été fondée en 1012 sur la rive droite de l'Oued M'Zab à l'extrémité aval de la Pentapole et de manière bien détachée des quatre autres K'seurs.

1.1.3. GEOLOGIE GENERALE

La wilaya de Ghardaïa est située sur le rebord occidental d'une très vaste structure géologique appelée la cuvette Nord orientale du Sahara maghrébin. L'étude des structures géologiques de cette cuvette montre que les terrains affleurant dans la partie centrale de la wilaya correspondent à l'aboutissement d'une série de transgressions et de régressions marines : les périodes marines ont générées des terrains calcaires, tandis que les périodes continentales ont donné des sables et des grès qui constituent des réservoirs potentiels pour les eaux souterraines. Le réservoir le plus connu étant le Continental Intercalaire dont l'étage albien constitue la partie supérieure.

Du fait de la structure des terrains (alternance de zones dures et de zones plus tendres), on a des vallées à versants raides taillées dans les calcaires et des fonds de vallées plats. Cette disposition a permis le développement d'un réseau hydrographique très ramifié.

1.1.4. RELIEF

Le relief de la wilaya est assez peu mouvementé. La bordure Est ne dépasse pas la cote 200 mètres. Dans le quart Nord - Ouest, les altitudes s'étagent entre 200 et 600 mètres. L'altitude moyenne de la wilaya est de 468 mètres.

1.1.5. CLIMAT

Le climat est de type saharien caractérisé par une grande amplitude entre les températures de jour et de nuit, d'été et d'hiver.

Les moyennes générales, et celles des minima et des maxima sont : 21.5°, 15.4°, 26.4°. Les précipitations sont faibles et irrégulières. Elles tombent essentiellement sous la forme de pluies d'orage, en automne et au printemps.

Les vents dominants d'été sont forts et chauds tandis que ceux d'hiver sont froids et humides. La période des vents de sables s'échelonne du mois de Mars au mois de Mai.

1.1.6. VALLEE DE M'ZAB

Le paysage de la vallée du M'Zab, créé au Xe siècle par les Ibadites autour de leurs cinq ksours, ou villages fortifiés, semble être resté intact. Simple, fonctionnelle et parfaitement adaptée à l'environnement, l'architecture du M'Zab a été conçue pour la vie en communauté, tout en respectant les structures familiales. C'est une source d'inspiration pour les urbanistes d'aujourd'hui. La vallée du M'Zab atteint, à hauteur de Ghardaïa, une altitude de 500 mètres.

La partie amont du bassin versant est drainée par les importants Oueds Laadhira et El Abiod, dont la longueur est de 50 à 60 kilomètres, et leur confluence donne naissance à l'Oued M'Zab. L'Oued M'Zab reçoit ensuite successivement les apports des principaux cours d'eau suivants : en rive droite les Oueds Argdeïne et Touzzouz, les Chaabet Ben Lahtem puis

Benghanem, et l'Oued N'Tissa et en rive gauche les Chaabet Inireze, puis Azouil et Laït M'zaï.

Le lit majeur de l'Oued M'Zab est généralement très large, de l'ordre du kilomètre. Dans la zone plate, au niveau de la confluence des Oueds El Abiodh et Laadhira, en rive droite de l'Oued El Abiodh se trouve l'agglomération de Dhayet Ben Dhahoua et sa palmeraie.

Le confluent des Oueds M'Zab et Touzouz marque le début de la palmeraie de Ghardaia, plaine semi-naturelle où subsistent les vestiges des digues historiques qui alimentent encore partiellement un réseau d'irrigation ingénieux.

La zone qui suit la palmeraie est, elle totalement urbanisée de façon dense, d'abord en rive droite puis sur les deux rives, sur une largeur de l'ordre du kilomètre. Vient alors, en rive droite, Ghardaia ksar, la vieille ville sur sa colline.

La vallée se resserre ensuite avec, la digue de Melika qui barre l'Oued, Melika ksar en rive gauche et Béni Isguen précédée de ses quartiers urbains neufs en rive droite. La palmeraie de Béni Isguen se situe sur l'Oued N'Tissa, affluent de rive droite de l'Oued M'Zab et barré de deux digues traditionnelles.

A l'aval immédiat de la confluence avec la Chaabet Azouil, on trouve Bounoura ksar avec ses quartiers neufs en contrebas et sa modeste palmeraie.

Les dix kilomètres qui suivent sont occupés par la palmeraie d'El Atteuf tout en longueur, parsemée d'habitations sur les deux rives. El Atteuf ksar se présente à mi-parcours de cette palmeraie.

Dans toute la vallée, la végétation spontanée est très rare et ne se rencontre qu'en bordure des Oueds. Les espèces qui reverdissent après chaque pluie sont des herbacées et des arbustes appartenant à la flore saharienne.

I.2. PRESENTATION GLOBALE DE LA SITUATION ACTUELLE

Afin de présenter la situation actuelle de la région d'étude nous procédons comme suit :

I.2.1. PROBLEMATIQUE

L'augmentation de la population incontrôlée a causé l'étroitesse de la vallée et aussi l'extension dans les zones inondables, ce qui a augmenté le risque d'inondations.

I.2.2. OBJECTIF

La protection de la vallée contre les crues de l'Oued M'Zab

I.2.3. OUTILS

La réalisation d'un tel objectif nécessite des mesures de protection et des dispositifs pratiques et complémentaires à mettre en œuvre, et cela de la partie amont de la vallée jusqu'à la partie aval. Les travaux d'aménagements sur la partie amont sont en cours de réalisation par l'implantation des trois barrages (El Haimour, Bou Brik et El Abiod) qui ont pour but de

contrôler et de laminer le débit qui vient des bassins versant à l'amont. Donc le choix du type d'aménagement va tenir compte de l'existence de ces trois barrages.

Pour ce qui est de la partie aval de la vallée, le recalibrage du cours d'eau représente une mesure complémentaire aux trois barrages qui vise à augmenter la capacité hydraulique du cours d'eau c'est à dire à permettre le passage d'un certain débit sans danger pour des conditions bien déterminées (pente, section, rugosité,..) ce qui augmente la sécurité en cas de crues.

Notre mémoire sera consacré à la partie qui concerne le recalibrage de l'oued M'Zab sur un tronçon d'environ 6km qui commence à partir du pont de Boussalem et qui se termine au niveau de la digue d'El Atteuf.

CHAPITRE II : SYNTHESE HYDROLOGIQUE

II.1. INTRODUCTION

La prédétermination des débits de crue est nécessaire pour la conception des aménagements des cours d'eau, le dimensionnement des ouvrages de franchissement ainsi que la protection des zones urbaines contre les inondations.

L'homme de tout temps s'est donc intéressé aux crues, que ce soit à leur prédétermination ou à leur prévision ; il en a résulté une foule de méthodes d'étude.

La prédétermination peut être définie comme l'annonce des caractéristiques physiques et statistiques d'un événement futur non précisément daté.

II.2. METHODES DE PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE

Selon la disponibilité des données, on peut distinguer trois (3) catégories de méthodes :

II.2.1. CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES EXISTENT EN NOMBRE SUFFISANT

Il existe plusieurs méthodes dans ce cas, dont :

➤ METHODE DES MAXIMA ANNUELS

Quand on dispose de séries d'observations hydrométriques assez longues (généralement un nombre d'année >20ans), on peut procéder à un ajustement graphique des débits de crues annuelles par les lois statistiques.

Les étapes à suivre sont les suivantes :

- L'échantillonnage : l'échantillon sera constitué du débit max instantané de chaque année, on obtient donc un échantillon $\{q_i\}$ où i varie de 1 à NA (nombre d'années).
- vérification des hypothèses d'indépendance, stationnarité et d'homogénéité de l'échantillon de travail ;
- classement de l'échantillon du plus fort débit au plus faible ou inversement ;
- attribution à chacune des observations d'une fréquence empirique

$$f_i = i / (NA+1).$$
- Estimation des paramètres des lois, par La méthode des moments, celle ci consiste à vérifier que les premiers moments de la loi et les moments empiriques des observations coïncident autrement dit :

$$m(\alpha, \beta, \dots) = \int_{-\infty}^{+\infty} Q \frac{\partial F}{\partial Q} dQ$$

$$\sigma(\alpha, \beta, \dots)^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} [Q - m(\alpha, \beta, \dots)]^2 \frac{\partial F}{\partial Q} dQ$$

Le calcul des paramètres se déduit de la résolution de ce système, en prenant autant de moment que de paramètres.

II.2.2. CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES SONT INSUFFISANTES

➤ METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE

On appelle Hydrogramme Unitaire (HU), l'hydrogramme résultant d'une pluie effective (nette) de 1 cm (ou 1 mm), uniforme sur le BV, ayant un volume de ruissellement direct de 1 cm (ou 1mm).

C'est une méthode semi-empirique proposée par L.K. SHERMAN, en 1930. C'est l'une des plus importantes contributions relatives au calcul du ruissellement de surface. Elle permet de déterminer le ruissellement directe Q_{rd} , auquel on doit ajouter le débit de base Q_b , calculé par ailleurs pour obtenir le débit total Q_t et le volume total de la crue.

II.2.3. CAS OU IL N'EXISTE PAS DE DONNEES HYDROMETRIQUES

➤ FORMULES EMPIRIQUES

Les formules empiriques sont multiples mais souvent d'une portée assez régionale, nous verrons trois méthodes :

- FORMULE DE TURAZZA

Turazza a établi une formule, adoptée en Italie, qui est la suivante :

$$Q = \frac{C * H * A}{3.6 * t_c}$$

Où Q : débit maximum de la crue en m^3/s ; C : coefficient de ruissellement ;

H : hauteur totale maximum des précipitations relevée pendant une durée égale au temps de concentration t_c du BV (en heures).

- METHODE RATIONNELLE

La méthode rationnelle est utilisée pour déterminer le débit de pointe d'un bassin versant pour une précipitation donnée.

Elle est basée sur l'hypothèse qu'une pluie constante et uniforme sur l'ensemble d'un bassin versant produit un débit de pointe lorsque toutes les sections du bassin versant contribuent à l'écoulement, soit après un temps égal au temps de concentration. Par simplification, la méthode rationnelle suppose aussi que la durée de la pluie est égale au temps de concentration. Elle ne tient pas compte de l'hétérogénéité de la pluviométrie et a tendance à surévaluer le débit de pointe.

$$Q_p = C * I * A$$

Où Q_p : débit de pointe en m^3/s ; C : coefficient de ruissellement ($0 < C < 1$) ;

I : intensité d'une averse dont la durée est égal au temps de concentration du BV ;
 A : superficie du BV en km².

- METHODE DE CAQUOT

C'est la méthode ponctuelle la plus communément utilisée pour calculer des débits maximums pour un bassin versant urbain. Elle établit le débit de pointe (Q) de fréquence de dépassement F.

$$Q = K * I * C * A * m$$

Avec : Q : Débit de pointe en (m³/s) ; I : Pente moyenne du bassin versant (m/m) ;
 C : Coefficient d'imperméabilisation ; A : Superficie du bassin versant (ha) ;
 K : Paramètres fonctions de la région considérée et de la période de retour (T) de la pluie ;
 m : Coefficient d'ajustement lié à la forme (allongement) du bassin versant.

Limites de validité :

1 ha < A < 200 ha (A = surface du bassin versant).

0,2 % < I < 5 % (I = pente moyenne du bassin versant).

C > 0,2 (C = coefficient d'imperméabilisation).

II.3. INTERETS DE LA RECHERCHE HISTORIQUE

Les crues sont un phénomène suffisamment important pour que l'on conserve le souvenir des principales catastrophes. Ce souvenir peut se traduire par des descriptions écrites, par des repères de niveau marqués par l'homme, par des déplacements de blocs de rochers...

La période sur laquelle portent ces souvenirs est variable de quelques dizaines d'années à quelques centaines.

Généralement, les crues sont caractérisées par un niveau d'eau (les débits ne sont guère mesurés que depuis le début du siècle). Il nous faudra, pour dimensionner des ouvrages, passer des hauteurs aux débits. Ceci ne peut se faire que si une courbe de tarage, établie de nos jours, est valable pour les périodes anciennes. Une telle validité dans le temps n'est justifiée que si le site a été hydrauliquement stable. Cette stabilité est envisageable dans certains cas comme des passages de ponts anciens, des endiguements entre des quais...

De toute façon, le passage des hauteurs aux débits, lorsqu'il est possible, sera toujours entaché d'une forte incertitude.

Il se peut très bien que les observations chiffrées disponibles sur une période restreinte ne permettent pas d'envisager l'ampleur de crues excessivement rares et provoquées par des phénomènes tout à fait exceptionnels et d'une autre nature que ceux observés habituellement.

Dans tous les cas, il est donc recommandé de procéder à une investigation "historique". Que ce soit dans des textes anciens ou tout au moins par interrogation des populations locales. Les résultats que l'on peut en espérer serviront essentiellement à vérifier que les estimations de débits de crues faites par d'autres méthodes permettent de rendre raisonnablement compte des différentes crues catastrophiques enregistrées. Donc la recherche historique apporte un ordre de grandeur du phénomène.

II.4. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DE L'OUED M'ZAB

La prédétermination du débit d'une crue consiste à associer au dépassement d'un certain débit une probabilité d'occurrence. Pendant très longtemps, les hydrologues ont travaillé avec l'idée qu'il existait sur un bassin versant, un débit maximum possible. Cette notion de crue maximale possible est généralement réfutée aujourd'hui. On considère que si la probabilité de dépassement d'un débit x tend vers 0, ce débit tend lui-même vers l'infini. Nous ne parlerons donc plus de crue maximale possible mais de débits de crue de fréquence donnée.

Les paramètres essentiels qui influent sur le débit de crue de fréquence donnée pour un bassin versant sont :

1. la surface ;
2. la pluviométrie ;
3. la nature géologique du bassin.

Les méthodes utilisées pour évaluer une crue de projet se fondent principalement sur la connaissance et l'analyse des écoulements observés d'une part, et des pluies d'autre part.

Pour le bassin du M'Zab jusqu'à El Atteuf, d'une superficie de 1600 Km², il a été distingué 23 sous-bassins élémentaires pouvant être combinés en de nombreux ensembles dont les grands bassins suivants: L'oued El Abiod à Dhayet Ben Dhahoua, l'oued Lhadhira à Dhayet Ben Dhahoua, regroupés à leur confluence en l'oued M'Zab à Dhayet Ben Dhahoua, les bassins aux alentours de Ghardaïa depuis Dhayet Ben Dhahoua jusqu'à El Atteuf, et l'ensemble de l'oued M'Zab à El Atteuf.

II.4.1. INDICE DE PENTE GLOBALE I_g (Dubreuil 1965)

Dubreuil a proposé la formule suivante pour calculer l'indice de pente :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

D : étant la dénivelée $h_5\%$ - $h_{95}\%$, définie sur la courbe hypsométrique ou même directement à l'œil sur la carte topographique ; L: étant la longueur du rectangle équivalent.

Rodier et Auvray (1965) fixent la troncature des profils longitudinaux et transversaux à 20% des extrémités amont et aval. Ceci, dans le cas du M'Zab, change peu la valeur de l'indice et pour tenir compte de pentes transversales fortes, supérieures de 30m/km à I_g , un indice de pente corrigé (I_{gc}) est parfois utilisé.

$$I_{gc} = \frac{l \text{ transversale} + I_g}{2}$$

Afin de pouvoir classer le relief du bassin versant étudié, nous nous basons sur le tableau ci-dessous :

Tableau II-1 : Classifications O.R.S.T.O.M. pour des bassins versants selon leur indice de pente globale

R1	Relief très faible	$I_g < 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
R4	Relief modéré	$0,010 < I_g < 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
R6	Relief fort	$0,050 < I_g < 0,1$
R7	Relief très fort	$0,1 < I_g$

En se basant sur l'hypsométrie, on adopte l'indice **R4** pour les bassins du M'Zab, compte tenu des indices calculés pour chaque sous bassin.

II.4.2. CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES

La géologie d'un bassin versant est un facteur très important du régime des cours d'eau qui drainent ce bassin. En période de crue, les volumes écoulés seront d'autant plus grands que le bassin sera plus imperméable. En période de basses eaux, les débits seront d'autant plus forts que les nappes sont plus nombreuses et importantes.

On se contente généralement de caractériser la géologie d'après le comportement hydrogéologique du bassin.

Afin de pouvoir classer la perméabilité du bassin versant étudié, nous nous basons sur le tableau ci-dessous :

Tableau II-2 : Classifications O.R.S.T.O.M. pour des bassins versants selon leurs caractéristiques géologiques

Classe	Intitulé	Exemple
P1	Perméable à aquifère drainant ou non drainé	Formation gréseuse dont les exutoires sont à l'extérieur du bassin
P2	Perméable à aquifère drainé	Formation gréseuse dont les sources alimentent le réseau
P3	Perméabilité moyenne ou faible	Alternance de marnes et calcaires
P4	Karstique	Formation calcaire, perméabilité de fissures et développement d'un réseau souterrain
P5	Imperméable	Terrain marneux, cristallin, <i>etc.</i>

Dans le M'Zab, comme en témoignent les photos aériennes obliques et verticales, le bassin est bien homogène. Les terrains dominants, sans couverture pédologique, permettent de classer les bassins en perméabilité P2, les zones d'épandage détritique représentant moins de 15% de la surface. Toutefois certaines parties basses des hauts bassins de l'oued El Abiodh, tels que celui où se trouve la Dhayet Belkhassem, devraient être classés en P3 pour tenir compte de leur nature détritique. Cependant, en l'absence d'une reconnaissance de terrain, on demeurera prudent car des croûtes peuvent rendre en surface les sédiments plus imperméables qu'il n'y paraît.

Donc le bassin versant de Ghardaïa appartient à la classe **P2**.

II.5. PRECIPITATIONS DU BASSIN VERSANT DE M'ZAB

Pour les précipitations, nous disposons de statistiques diverses, notamment sur les pluies journalières à Ghardaïa et à d'autres stations environnantes. Ce sont :

- Les statistiques de Dubief (1963) pour la période antérieure à 1950 ou 1960.
- Les statistiques des bulletins décennaux de l'Office national de météorologie d'Algérie (ONM) pour la décennie 1974-1985.

Toutefois Les pluies journalières individuelles ont pu être obtenues pour la période 1971-1995.

La pluviométrie moyenne annuelle, à Ghardaïa, est de 67,3 mm, avec un écart-type de 34,0 mm. La médiane, susceptible d'être dépassée une année sur deux, est de 62,4 mm.

La tendance sur 110 ans, mais avec 88 années de données effectives, est à une stabilisation de la moyenne. Un ajustement linéaire indiquerait une stabilité de la tendance tandis qu'un ajustement polynomial montre un minimum centré sur 1940, puis une remontée, probablement en raison de quelques années de fortes pluies en fin de période. Des observations sur une durée encore plus longue apparaissent nécessaires pour étayer toute tendance actuelle.

La pluie annuelle décennale a été évaluée à 114 mm, la centennale à 170 mm et la millennale à 217 mm.

Les mois les plus pluvieux à Ghardaïa s'échelonnent de septembre à avril avec une grande sensibilité dans leur classement selon les groupes d'années pris en considération. Les totaux mensuels généralement les plus élevés sont ceux de novembre et mars. En ne comptant que les pluies journalières supérieures à 20 mm, les mois d'octobre et novembre, puis mars et janvier arrivent en tête.

Les périodes de sécheresse séparées par des pluies journalières de 5 mm durent 4 mois en moyenne. Cependant 24% d'entre elles ne dure qu'un mois, et une sur deux ne dépasse pas deux mois. Cette durée médiane de deux mois est plus courte que celle séparant les écoulements une fois sur deux. Ceci confirme que le seuil de hauteur de pluie journalière au-delà duquel se produit l'écoulement est supérieur à 5 mm.

Le fait le plus important est que la durée des phases pluvieuses est assez longue en hiver. Par contre en plein été, et particulièrement en juillet, les périodes pluvieuses sont toujours de courtes durées, comprises entre une heure et quelques minutes.

Les pluies journalières de hauteurs supérieures ou égales respectivement à 5 mm, 10 mm et 25 mm représentent respectivement environ 60%, 40%, et 9% du total annuel. De même, 5% du total annuel est fourni par des pluies supérieures à 35 mm. Plus de la moitié du total annuel est encore donné par des précipitations supérieures à 5 mm tombant avec une intensité moyenne supérieure à 1 mm / h. Cette proportion n'est plus que de 20 à 40 % pour une intensité moyenne supérieure à 2 mm / h. Les pluies supérieures à 7,5 mm donnent la moitié du total annuel. On peut penser que ce seuil de 7,5 mm est assez proche du seuil

moyen de déclenchement du ruissellement. Ce n'est donc seulement que 50% des 67 mm annuels qui pourraient déclencher l'écoulement, ou 40% pour un seuil de pluie journalière supérieur à 10 mm. Il vaut mieux parler dans ce cas de déclenchement de l'écoulement que de ruissellement par lequel on est tenté de passer à une fonction de production, phénomène plus complexe que ce simple rapport. Seule une proportion de ces pluies importantes s'écoulera donc à travers Ghardaïa.

Les hauteurs de pluies journalières de fréquence décennale et centennale ont été évaluées respectivement à 36 mm et 70 mm. La pluie journalière quadri centennale a une hauteur de 100 mm. Enfin, la pluie millennale est déterminée à 140 mm. La pluie journalière de 57,1 mm a une période de retour de 35 ans. La hauteur centennale de 70 mm sera retenue pour procéder à une évaluation des crues par analogie avec les bassins versants de la marge méridionale du Sahara et du Sahel. Celle de 100 mm servira pour les analogies avec le Nordeste.

Pour ce qui est de l'intensité moyenne extrême d'averses, on retiendra à Ghardaïa en mars, 36 mm en 22 minutes, soit 98 mm/h, et encore en mars, 8,7 mm en 3 minutes, soit 174 mm/h. Cette dernière averse n'a fourni qu'une faible crue. Là encore, ces extrêmes devraient être facilement dépassés, avec le développement des enregistrements pluviographiques. Les « hyétogrammes types » retenus pour l'étude des crues décennales de petits bassins versants au Sahel ne dépassent pas une intensité de 142 ou 178 mm / h sur 5 minutes, pour une durée totale de 1 h 30.

Cela dit, tant au point de vue des durées que des intensités, les pluies sahariennes ne sont pas très originales. Si la plupart d'entre elles ont des durées relativement courtes, certaines, en hiver notamment peuvent persister de plusieurs heures à quelques jours.

II.6. CRUES DE L'OUED M'ZAB

Les crues de l'Oued M'Zab sont présentées comme suit :

II.6.1. SOURCES DE DONNEES

Pour le M'Zab, aucune mesure hydrométrique n'a jamais été faite, mise à part l'observation sommaire et qualitative des crues qui ont traversé l'agglomération de Ghardaïa.

Pour la période de 1907-1953, nous nous sommes basé sur la liste récapitulée par Dubief et qui a même proposé une analyse fréquentielle selon les sites atteints. Par la suite, c'était les crues de juin 1991 et septembre 1994 qui ont été prises en considération.

Des évaluations de débits peuvent aussi être faites par des formules hydrauliques en certains sites où les hauteurs d'eau et les pentes maximales sont repérables sur des photos prises après les dernières crues.

II.6.2. INVENTAIRE DES CRUES DE L'OUED M'ZAB

A partir de 1921, on dispose de la liste ci-dessous recueillie par Dubief (1953) :

Tableau II-3 : Crues de **1921 à 1937** d'après les documents de l'Annexe de Ghardaïa, communiqués à Capot-Rey, en février 1938

Dates des crues	Importance	Observations
1921 28 mai	Importante	La crue arrive au 3 ^{ème} barrage, la palmeraie est inondée.
1923 23 mai	Importante	Inondation des oasis de Ghardaïa, Melika, Bou Noura, El Atteuf. Atteint Zelfana à 64 km en aval de Ghardaïa, à 150 km de la source.
1925 15-17 mars	Importante	Dépasse Bou Noura après avoir rempli tous les barrages situés en amont.
1929 7 Septembre	Importante	Remplit tous les barrages
1931 29 mai	Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
1932 8 novembre	Importante	Coule jusqu'au barrage; oasis arrosée.
1932 décembre	Importante	Remplit les barrages de Ghardaïa et s'arrête à celui de Melika.
1933 3 novembre	Très Importante	les barrages de Ghardaïa, Melika, et Bou Noura. S'arrête à celui d'El Atteuf qui n'a pas été atteint depuis 1932.
1935 23 avril	Peu Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa

Tableau II-4 : Crues de **1938 à 1951** d'après les états mensuels fournis par l'Annexe de Ghardaïa depuis avril 1938, complétés par ceux du poste Météorologique de Ghardaïa

1938 18 avril	Importante	Coule jusqu'à la ville de Ghardaïa
1938 25 novembre	Importante	Inondation totale des oasis de Ghardaïa, Beni Isguen, partielle de celle de Bou Noura (oued Zouil)
1939 février	Importante	Arrive jusqu'à El Atteuf, remplissant à moitié le barrage d'aval de l'oasis. Tous les barrages situés sur le parcours aval de l'oued ont été remplis
1940 mars	Légère	Crues des affluents des oueds El Abiodh et M'zab. Le barrage dit "Sed Edjedid" (dit aussi "Habbas Djedid") presque entièrement rempli.
1941 mars	Importante	Inondation de la palmeraie; premier barrage (à 1500 m en amont du Ksar) rempli
1941 avril	Moyenne	Inondation de l'oasis; barrage en parti rempli
1942 7 juin	Moyenne	Crue des oueds secondaires
1943 18 février	Faible	Oued Adira au NW de Ghardaïa
1943 mars	Faible	Partie N de la palmeraie arrosée
1943 avril	Faible	Inondation de l'oasis. Fortes crues des oueds secondaires
1943 octobre	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa; premier barrage rempli
1943 décembre	Peu Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1944 février	Peu Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1944 mars	Peu Importante	
1946 21 janvier	Très Importante	Inondation de toutes les oasis. L'oued M'zab est arrivé à El Atteuf, tous les barrages ont été remplis sauf El Atteuf qui ne l'a été qu'en partie
1946 24 avril	Assez Importante	Inondation de la partie nord de l'oasis de Ghardaïa
1946 15 septembre	Faible	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1947 6 avril	Moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1948 avril	Faible	
1948 septembre	Fortes	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa. oueds

		secondaires
1949 24 mars	Légère	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1949 24 avril	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. Barrages partiellement remplis
1950 6 septembre	Forte	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1950 octobre	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa; barrage de Ghardaïa rempli
1951 5 mars	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. La crue arrive jusqu'à El Atteuf

Tableau II-5 : Crues de 1951 à 1953 d'après une communication personnelle de J. Dubief recueillie par M.A. Roche (1996)

1951 13 et 19 septembre	Moyenne	Crue moyenne des oueds secondaires Bouchamdne, Takdit, Touzouze, Argdane. Une partie de la palmeraie a été arrosée. Une crue de l'oued M'Zab a été signalée dans son cours inférieur (renseignement de l'annexe d'Ouargla).
1951 2 octobre	Forte	L'oued M'Zab est arrivé jusqu'à El Atteuf, après avoir rempli les barrages de Ghardaïa et Melika. Plus en aval, la crue alimentée par les affluents inférieurs du M'Zabatteignit Hassi Chegga le 4 octobre. Le 17 le lit de l'oued était encore humide; un plan d'eau de 250 m ² subsistait à Chaab M'Zab.
1952 24 avril	Très forte	La chute de pluie a été considérable à partir d'un point situé à 15 km en amont de Ghardaïa et jusqu'au-delà de Zelfana. Les oueds du bassin supérieur du M'Zab n'ont pas ou peu coulé (oueds El Kekakh, El Abiod, Djaref). A Ghardaïa, la crue ne s'est fait sentir qu'à partir de la Daïa ben Dahoua; elle est de courte durée, mais violente par suite d'un ruissellement intense. A Zelfana, le débit maximum a pu être évalué entre 500 et 1000 m ³ seconde. La crue emporta des tentes, noya plus de 1200 têtes de bétail (renseignements d'Ouargla).
1952 23 septembre	Assez forte	Crue de l'oued M'Zab alimentée par les oueds immédiatement en amont; barrages remplis. Forte crue de l'oued N'Tissa qui remplit le barrage d'El Atteuf: légerdversement de celui-ci. Le barrage de Beni-Isguen a été très endommagé. L'oued coule en aval d'El Atteuf, grâce aux crues des oueds inférieurs et surtout Noumerate.
1953 mars	Faible	La palmeraie de Ghardaïa a été partiellement arrosée.
1953 12 juillet	Faible	Oued Zouil. Quelques jardins de l'oasis de Bou Noura ont été arrosés.
1953 5 septembre	Faible	Oueds secondaires: Touzouze, Akhalkhal, les crues y sont arrivées.

Tableau II-6 : Crues de 1954 à 1996

1984	fin octobre		Au moins le barrage en amont de la palmeraie de Ghardaïa est rempli.
1990	11 mai		Laisse de crue repérée à l'altitude de 498,85 à la distance de 473,70 m en amont du pont Adaoud.
1991	2 juin	Très importante	Nombreux dégâts.
1993		Probable forte.	
1994	30 septembre	Très importante	
1995	8 octobre	Assez forte	

II.7. SIMILITUDE ET ANALOGIE ENTRE LES BASSINS VERSANTS

En l'absence de données locales, nous procédons par analogies avec les résultats acquis dans d'autres régions du monde aussi semblables que possible à la région mozabite, et pour les appliquer il faut prendre en considération la similitude de la pluviométrie d'une part et les caractéristiques physiques (superficie, perméabilité, et relief) d'autre part.

Les zones de similitudes sont :

La marge méridionale du Sahara et du Sahel (zone sahélienne et subdésertique au sud du Sahara : Niger; Burkina + Niger; Tchad + Nord Cameroun), le Sud du Maroc et le Nordeste.

Malgré l'identification de similitude, une approximation demeure toujours lorsqu'on applique à une région des résultats obtenus dans une autre région.

Nous allons donc utiliser différentes méthodes, afin de pouvoir comparer les valeurs hydrologiques auxquelles nous aboutissons.

II.7.1. SIMILITUDE DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES

Les observations hydrologiques disponibles caractérisent près de 130 bassins versants de 5 à 200 km² dont les caractéristiques physiques se rapprochent de celles du M'Zab sous des pluviométries de 100 à 700 mm par an dans des zones arides et semi-arides du Sahel en Afrique de l'Ouest.

II.7.2. SIMILITUDE DE LA PLUVIOMETRIE

Il y'avait près de 21 bassins versants qui ont satisfait cette conditions au Nordeste du Brésil. Dans ces régions, les résultats obtenus sur le principe de l'hydrogramme unitaire ont pu être « régionalisés », c'est-à-dire qu'il est possible d'interpoler les valeurs de caractéristiques de crue pour tout bassin versant de la zone en fonction des caractéristiques pluviométriques et physiques.

Les hauteurs d'averses et leur nature sont à peu près les mêmes dans le Nordeste et le Sahel. Dans cette dernière région, les hauteurs décennales y varient entre 100 mm au sud et 50 mm au nord. Les valeurs de 70 et 100 mm y ont été généralement choisies pour évaluer les crues décennales. Dans le Nordeste, ces valeurs varient entre 60 et 110 mm. Une hauteur

annuelle de 104 mm y a été choisie pour représenter la pluie journalière décennale dans toute la région.

A Ghardaïa, une pluie journalière de 50 mm a une fréquence estimée trentennale à quarantennale. Une pluie de 70 mm y a une fréquence centennale, et une pluie de 100 mm une fréquence quadri centennale.

II.8. RESULTATS DE L'ANALOGIE

Les bassins du M'Zab sont plus comparables aux bassins du Nord-Est pour leurs pentes et à ceux du Sahel pour leurs perméabilités.

II.8.1. TEMPS CARACTERISTIQUES

Les différents temps caractéristiques sont :

II.8.1.1. TEMPS DE BASE T_b

Le temps de base T_b est la durée pendant laquelle la partie ruisselée de l'averse s'écoule à une station. D'après les classifications suivant les pertes de R1 à R6 (Classification ORSTOM), on peut proposer des abaques donnant T_b dans les conditions de la crue décennale.

Les abaques donnant T_b dans les conditions de la crue décennale sont présentés dans l'annexe 1.

Pour les régimes sahéliens et subdésertiques, et d'après l'abaque ci-dessus, on peut tirer l'équation de T_b pour R4 :

$$T_b = 2,146 A^{0,368}$$

On a retenu aussi le barème établi pour les ruissellements du Nordeste sur des superficies de 5 à 1000 km² (Cadier, 1993), en l'exprimant par une équation du même type que la précédente, valable pour des classes de relief comprises entre R3 et R5:

$$T_b = 4,602 A^{0,270}$$

II.8.1.2. TEMPS DE MONTEE T_m

Le temps de montée est la durée entre le début de l'écoulement et le maximum de hauteur de la crue. Les temps de monté sont données dans l'annexe 2 selon la classification ORSTOM.

Pour les régimes sahéliens et subdésertiques, et d'après l'abaque ci-dessus, on peut tirer l'équation de T_m pour R4 :

$$T_m = 0,395 A^{0,409}$$

II.8.1.3. TEMPS DE CONCENTRATION T_c

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin versant la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci.

Plusieurs expressions peuvent être utilisées pour évaluer le temps de concentration T_c , en heure. Néanmoins, nous utiliserons la formule de Giandotti.

Parmi les méthodes utilisées pour l'évaluation du temps de concentration, nous citons :

- **FORMULE DE LA CALIFORNIA HIGHWAYS AND PUBLIC WORKS**

$$T_c = 0,95 (L^3 / DH)^{0,385}$$

L (km) : est la longueur du talweg le plus long ; DH (m) : est la dénivelée du bassin.

- **FORMULE DE VENTURA**

$$T_c = 0,1272 (A / i)^{0,5}$$

A (km²) : est la superficie du bassin ; i (m / km) : est la pente moyenne du thalweg principal.

- **FORMULE DE GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{(4A^{0,5} + 1,5L)}{(0,8[H_{moy} - H_{min}]^{0,5})}$$

A (km²) : la superficie du bassin versant ; L (km) : la longueur du Thalweg principal ;

H_{moy} (m) : l'altitude moyenne du bassin versant ; H_{min}(m) : l'altitude minimale du bassin.

II.8.2. LE VOLUME DE CRUE

Le volume de crue est quantifié par la formule suivante :

$$V (10^6 \text{ m}^3) = P_j (\text{mm}) * K_a * K_r * A (\text{km}^2) / 1000$$

Les volumes de crue VF₁₀₀ ainsi obtenus pour une pluie de 70 mm de fréquence centennale. Ce volume de crue peut être exprimé par deux types d'équations:

$$VF_{100} = 0,0586 * A^{0,832}$$

Ou

$$VF_{100} = - 5 * 10^{-6} A^2 + 0,0217 A + 0,46$$

Le volume de crue est donné dans l'annexe 03

L'équation de puissance est mieux ajustée pour les superficies inférieures à 425 km². Au-delà, on préférera l'équation binomiale.

A Dhayet Ben Dhahoua, le volume d'une crue du M'Zab de fréquence centennale est ainsi évalué à 20 millions de m³. A El Atteuf, ce volume atteint 23 millions de m³.

II.8.3.LE COEFFICIENT D'ABATTEMENT K_a

Pour passer de la pluie ponctuelle à la pluie sur le bassin versant de surface S, on applique un coefficient d'abattement K qui, en Afrique, varie avec la surface S (en km²), la hauteur de pluie annuelle Pan (en mm) et la période de retour T (en années) de l'averse :

$$K_a = 1 - 0,001 (9 \log T - 0,042 P_{an} + 152) \log S$$

II.8.4.LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT K_r

C'est le rapport entre la lame d'eau moyenne ayant ruisselé sur la surface du bassin et la lame d'eau moyenne apportée par la pluie.

Pour les bassins sahéliens et subdésertiques au sud du Sahara, Rodier et Auvray (1965) ont établi des relations entre des coefficients de ruissellement K_r , la superficie A , en tenant compte des indices de relief et de perméabilité, pour de fortes pluies journalières comprises entre 60 mm et 110 mm. Dans cette région, la hauteur de l'averse décennale varie entre 60 et 85 mm pour la zone subdésertique et entre 85 et 110 mm pour la zone sahélienne. A Ghardaïa, de telles pluies journalières de 60 mm et 110 mm ont des périodes de retour beaucoup plus, respectivement de 50, et 200 à 300 ans environ.

D'après les classifications suivant les pertes de R1 à R6 et suivant la perméabilité de P1 à P5 (Classification ORSTOM), on peut proposer des abaques donnant K_r dans les conditions de la crue décennale.

Les coefficients de ruissellement sont données dans l'annexe 04

Pour les régimes sahéliens et subdésertiques, et d'après l'abaque ci-dessus, on peut tirer l'équation de K_r pour R4P2 :

$$K_r = 110 * A^{-0,186}$$

Compte tenu du calage de ces coefficients de ruissellement sur une pluie décennale de 70 mm dans la Sahel et la zone subdésertique, on considère que ces valeurs sont valables pour une pluie journalière de même hauteur mais de fréquence centennale à Ghardaïa.

Les coefficients de ruissellement des différents sous bassins sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-7 : Coefficients de ruissellement des différents sous bassins

BASSIN VERSANT	K_r (%)
El Abiod à Dhayet Ben Dhahoua	31,3
Lhadhira à Dhayet Ben Dhahoua	35,7
M'Zab à Dhayet Ben Dhahoua	29
Ghardaïa à El Atteuf	38,4
M'Zab à El Atteuf	28
Plus grand bassin élémentaire	40
Plus petit bassin élémentaire	57

II.8.5.COEFFICIENT DE POINTE a

Le coefficient de pointe $a = Q_{max} / Q_{moy}$ est égal au débit maximum Q_{max} sur le débit moyen Q_{moy} de la crue, supposé uniformément réparti sur tout le temps de base T_b .

Pour les bassins du M'Zab de superficie inférieure à 25 km², on adopte un coefficient a de 2,6 et au-delà de 70 km², la valeur de a découlera des résultats de l'équation :

$$a = 0,24 \ln (A) + 2$$

Entre 25 et 75 km², les valeurs de **a** sont intermédiaires. On a ainsi **a** = 2,75 pour 50 km² et 3,1 pour 100 km².

Pour l'ensemble des bassins versants, le coefficient de pointe **a** sera compris entre 2,6 et 3,8. Sa valeur est de 3,7 pour le bassin de l'oued M'Zab à Dhayet Ben Dhahoua. Les valeurs du coefficient de pointe sont données dans l'annexe 05.

II.9. DEBITS MAXIMUMS

■ FORMULES DE DEBITS MAXIMUMS EN FONCTION DE LA SUPERFICIE

Parmi ces formules nous pouvons distinguer :

1. FORMULES DE TYPE MYER

On obtient généralement une fonction de puissance qui conduit à des formules, appelées « formules Myer » aux Etats-Unis. C'est le débit de fréquence décennale Q_{10} , en m³/s, qui est évalué en fonction de la superficie A (km²), sous la forme:

$$Q_{10} = a * A^n$$

Avec : **a** (cote Myer) et **n** dépendent en fait des caractéristiques morphologiques et climatiques du bassin.

Dans le Sahel, pour différents pays ou groupes de pays, les paramètres des corrélations de ce type ont été établis par Puech et Chabi-Gonni (1984), d'après les résultats obtenus sur plusieurs dizaines de bassins versants représentatifs observés par l'ORSTOM. La pluie journalière décennale y est comprise entre 60 et 110 mm. Si l'on admet pour une hauteur de pluie journalière de 70 mm, la correspondance entre la fréquence décennale au Sahel et la fréquence centennale à Ghardaïa, on peut attribuer aux résultats obtenus une fréquence centennale.

Les équations sont les suivantes:

Tableau II-8 : Equations donnant le débit centennial dans chaque zone

ZONE	EQUATION
Niger	$Q_{100} = 10,05 * A^{0,632}$
Tchad + Nord Cameroun	$Q_{100} = 10,41 * A^{0,415}$
Burkina Faso + le Niger, + Mali	$Q_{100} = 9,87 * A^{0,501}$
Zone sahélienne et subdésertique au sud du Sahara, pluviométrie annuelle: inférieure à 400 mm, pluie journalière décennale: 60 à 85 mm.	$Q_{100} = 10,76 * A^{0,678}$

Les résultats obtenus diffèrent selon les équations. On peut retenir et appliquer au bassin versant du M'Zab l'équation correspondant à la médiane des résultats calculés par ces 4 formules.

Pour l'oued M'Zab, on retiendra finalement l'équation :

$$Q_{100} = 9,6 * A^{0,59}$$

Le débit maximum centennal du M'Zab à Dhayet Ben Dhahoua est ainsi évalué à 657 m³/s. Il est de 340 et 519 m³/s à cette même station respectivement pour les oueds Laadhira et El Abiod. La valeur est de 738 m³/s à El Atteuf. Voir annexe 06

2. COURBES ENVELOPPES (METHODE FRANCOU – RODIER)

On a l'équation

$$Q_{\max} = 10^6 * (A / 10^8)^{1-K/10}$$

Q_{\max} : est le débit en m³/s ;

A : est la superficie du bassin versant en km².

K : coefficient empirique caractérise la région.

L'application de cette formule est limitée à des bassins de superficie supérieure à 100 km². En dessous de cette limite, la crue maximale est de plus en plus dépendante de l'intensité pluviométrique maximale.

L'évaluation des débits maximums de l'oued M'Zab est présentée dans l'annexe 07

Détermination du coefficient K :

Afin de pouvoir déterminer le coefficient K du bassin versant étudié, nous nous basons sur le tableau ci-dessous :

Tableau II-9 : Valeur de K selon la zone

Régions (bassin versant)	Valeur de K
régions semi-arides du sud du Texas, et les régions limitrophes du Nouveau Mexique et du Mexique.	6
une partie des cours d'eau des Indes et de l'Australie et pour certains cours d'eau de l'Amérique centrale et du Mexique.	5,5 à 5,6
fleuves à régimes tropical et méditerranéen du Brésil et de l'Uruguay et les cours d'eau de la Californie et de l'Ohio.	4,5 et 4,8
Les cours d'eau les plus violents d'Afrique du Nord	4,7 à 5

Compte tenu des pluviométries journalières qui restent modestes dans le M'Zab, une valeur de K de 3,5 à 3,6 semble la plus appropriée, et selon les courbes enveloppes de Francou et Rodier, les débits maximums de fréquence approximativement centennale sont de 663 m³/s à Dhayet Ben Dhahoua, et de 738 m³/s à El Atteuf.

▪ LA METHODE DE RODIER ET AUVRAY (1965), ANALOGIE AVEC LE SAHEL ET LA ZONE SUBDESERTIQUE AU SUD DU SAHARA

Selon la méthode de Rodier et Auvray (1965), revue par Rodier et Ribstein (1988) pour les petits bassins.

Le débit de pointe est évalué par :

$$Q_{\max} = a * Q_{\text{moy}} = a * V / T_b$$

Les débits de pointe $Q_{\max F_{100}}$ (m^3/s) s'ajustent en fonction de la superficie A (km^2) à l'équation :

$$Q_{\max F_{100}} = 32.6 * A^{0.426}$$

Pour le M'Zab à Dhayet Ben Dhahoua, on a retenu les valeurs :

$$a = 3.7 ; V_{F_{100}} = 20,0 * 10^6 m^3 ; T_b = 30 \text{ h } 00 \text{ mn.}$$

Le débit moyen est ainsi évalué à $185 m^3/s$. Le débit maximum est de $688 m^3/s$, pour une période de retour de 100 ans. Il est estimé à $750 m^3/s$ à El Atteuf.

▪ METHODE DE PUECH ET CHABI-GONNI (1984), ANALOGIE AVEC LE SAHEL ET LA ZONE SUBDESERTIQUE AU SUD DU SAHARA

Des régressions multiples entre les débits maximums de pointe et les facteurs morphologiques et pluviométriques des bassins versants ont été établies par Puech et Chabi-Gonni (1984), pour la région sahélienne et subdésertique au sud du Sahara. Ils ont utilisé les résultats de recherches menées par l'ORSTOM sur plusieurs dizaines de bassins versants représentatifs. Les pluies journalières correspondantes sont comprises entre 60 et 110 mm et la pluie moyenne annuelle comprise entre 100 et 600 mm.

L'équation de régressions multiples est de forme :

$$Q_{\max} = a * A^n * I_g^m * P_{an} - P$$

Les régressions multiples de Puech et Chabi-Gonni, établies pour la même région que celle de Rodier et Auvray, permettent d'évaluer le débit maximum centennal entre de $657 m^3/s$ et $685 m^3/s$, par sélection des valeurs respectives médiane et moyenne de plusieurs évaluations.

▪ METHODE DE L'HYDROGRAMME SYNTHETIQUE

Le débit centennal de crue évalué par Bennour à El Atteuf, par la méthode de l'hydrogramme synthétique est de $772 m^3/s$. On a souvent observé, dans les diverses évaluations faites, un écart de débit de pointe de l'ordre de 10% entre Dhayet Ben Dhahoua et El Atteuf. D'après cette proportion, le débit maximum centennal à Dhayet Ben Dhahoua est de $695 m^3/s$.

II.10. DEBIT DE PROJET

D'après l'étude faite sur l'évaluation du débit, on peut dire que le débit maximum centennal du M'Zab à El Atteuf est de $738 m^3/s$.

Toutefois, ce débit ayant été obtenu sans prendre en considération la présence des 3 barrages à l'amont du tronçon considéré, notre débit de dimensionnement sera calculé de la manière suivante :

$$Q_{\text{proj}} = Q_{\text{lam1}} + Q_{\text{lam2}} + Q_{\text{lam3}} + Q_{\text{aff}}$$

Avec

$$Q_{\text{aff}} = 738 - Q_1 - Q_2 - Q_3$$

Où Q_{proj} désigne le débit de projet recherché ; $Q_{\text{lam } i}$: débit laminé par le barrage i ;
 Q_i : débit qui arrive au barrage i ; Q_{aff} : débit apporté au cours d'eau par les affluents se trouvant à l'aval des 3 barrages.

Nous aboutissons au final à un débit de projet $Q_{\text{proj}} = 308 \text{ m}^3/\text{s}$.

CHAPITRE III: MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN

III.1. NOTION DE BASE SUR LE MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN (MNT)

III.1.1. Définition du MNT

Un MNT (Modèle Numérique de Terrain) est une représentation topographique de la surface du sol adaptée à une utilisation informatisée.

En cartographie les altitudes sont habituellement représentées par des courbes de niveaux et des points cotés. Suivant la taille de la zone couverte la plupart des MNT utilisent, pour les petites zones, un maillage régulier carré ou, pour les grandes zones, un maillage pseudo carré dont les côtés sont des méridiens et des parallèles.

Il permet ainsi de :

- Reconstituer une vue en images de synthèse du terrain.
- Déterminer une trajectoire de survol du terrain.
- Calculer des surfaces ou des volumes.
- Tracer des profils topographiques.

III.1.2. Types de MNT

On peut distinguer les MNT selon le type de maillage utilisé :

- Maillage carré/rectangulaire ;
- Maillage hexagonal ;
- Maillage triangulaire régulier ;
- Maillage triangulaire quelconque.

De tous ces types l'on distingue les 2 les plus utilisés qui sont :

- MNT raster (maillage carré régulier)
- MNT TIN (maillage triangulaire irrégulier)

III.1.2.1. Modèle numérique de terrain raster

Un MNT raster est une matrice d'altitudes. Il s'agit d'un ensemble de valeurs numériques, régulièrement espacées. Chaque valeur d'altitude représente une moyenne d'un élément de surface de terrain. Cette distribution définit un maillage de la surface, la dimension de la maille définit la résolution planimétrique du MNT. Chaque point est au centre de la maille. Plus la résolution est grande plus le MNT est riche en détails topographiques. Les MNT raster peuvent être produit par différentes méthodes et à partir de source de données diverses :

A partir de courbes de niveau : On numérise des courbes de niveau d'une carte papier qui donnent un ensemble d'arcs. On détermine ensuite les intersections de ces arcs avec le maillage du MNT à produire. On obtient un ensemble de points cotés. Cet ensemble sert de point de départ à une interpolation des altitudes en chaque point du maillage afin de produire l'ensemble du MNT recherché.

A partir de photographies aériennes : Il s'agit d'un long travail de photo-interprétation à l'aide de couples d'images stéréoscopiques et d'un stéréo-restituteur.

A partir d'images numériques, satellitaires : Il s'agit de méthodes automatiques de traitement d'images permettant de calculer l'altitude à partir d'un couple d'images stéréoscopiques numériques.

III.1.2.2. Modèle numérique de terrain vecteur

Ce type de MNT utilise des données vectorielles et se développe selon un maillage triangulaire irrégulier. Le MNT TIN (Triangulated Irregular Network) se compose donc de sommets (lieu de la donnée topographique) et de triangles vectoriels. Les MNTs TIN sont, à priori les meilleurs fonds topographiques pour les modèles d'hydraulique (Kreis, 2004) mais les fichiers TIN sont beaucoup plus volumineux en taille que les fichiers raster. Ils permettent d'avoir un maillage discontinu et notamment plus dense aux endroits les plus intéressants topographiquement.

III.1.3. Construction

L'acquisition peut se faire de plusieurs manières :

- Par interférométrie radar ;
- Par stéréoscopie à partir de couples d'images aériennes ou prises par satellite ;
- Par numérisation des courbes de niveau d'une carte ;
- Par saisie directe des coordonnées (x, y, z) des points du terrain, mesurées par triangulation (par des géomètres) ou lasergrammétrie (technique permettant de capturer les coordonnées d'un point en x, y, z au moyen d'un laser) ;
- Par système laser aéroporté (LIDAR).

Dans les trois premiers cas, le maillage sera dépendant du maillage utilisé pour les images initiales, généralement un maillage régulier rectangulaire, plus rarement un maillage régulier triangulaire ou hexagonal.

Dans les deux derniers cas, le maillage est généralement triangulaire quelconque, la technique de sélection des points caractéristiques du terrain ne garantit pas leur répartition régulière dans le plan (x, y).

III.1.4. Exploitation

On construit, à partir de la liste des points du maillage, un modèle de surface constituée de triangles collés bord à bord. Dans le cas de maillages non triangulaires, une étape de sélection des points à relier en triangles s'ajoute.

Dans le cas de la synthèse d'image, les triangles sont habillés d'une texture, restituant ainsi l'aspect général du terrain, d'une image satellitaire ou d'une carte.

Dans le cas d'une trajectographie en rase-mottes, on établit le chemin le plus court et le moins exposé en vérifiant que chaque point de la trajectoire se trouve au-dessus de la surface définie par le maillage du MNT.

Les systèmes d'information géographiques (SIG) intègrent de plus en plus la troisième dimension sous forme d'un MNT, bien que les coûts liés à l'acquisition de l'information d'altitude soient relativement élevés. Cela permet d'utiliser ces SIG pour des applications comme le calcul d'implantation d'infrastructures de transport (conduites souterraines, voies terrestres, lignes électriques aériennes, antennes GSM...). Dans ce cas, et en fonction de la résolution du MNT, on y intègre les informations liées à la couverture du terrain par des bâtiments ou des végétaux, pour additionner leur hauteur à l'altitude du terrain sur lequel ils sont situés. Les modèles numériques de terrain trouvent également une application en sciences

de la terre, pour l'analyse quantitative de la morphologie, qui peut renseigner le chercheur sur la présence d'un signal tectonique, climatique ou lithologique.

III.1.5. Caractéristiques

Trois caractéristiques principales permettent d'avoir un aperçu rapide d'un modèle numérique de terrain et de juger de son adéquation à un besoin particulier :

- Sa résolution, c'est-à-dire la distance entre deux points adjacents du MNT
- Sa couverture géographique : les zones géographiques pour lesquelles des données sont disponibles
- La qualité des données : elle dépend de l'application ou non de traitements de correction des données après leur récupération. En effet, certaines méthodes d'acquisition laissent des artefacts dans les données (des zones brouillées sur des lignes côtières du fait de l'écume des vagues qui fausse les échos radar, les «trous» lorsque des nuages étaient présents lors d'un relevé satellitaire...)

III.2. PRESENTATION DU LOGICIEL UTILISE (COVADIS)

COVADIS représente l'appliquatif d'Auto CAD dédié aux géomètres, aux bureaux d'études VRD, aux entreprises de BTP et aux collectivités locales et territoriales. Il regroupe, en un seul logiciel, l'ensemble des fonctionnalités suivantes :

- Topographie
- Dessin assisté
- Projets de lotissements
- Modèle Numérique de terrain
- Conception 3D
- Terrassement multi plates-formes
- Projets linéaires (voirie, route)
- Réseaux d'assainissement
- Réseaux divers
- Giratoires et épures de giration
- Métrés et bordereaux
- Rendu 3D

III.2.1. MNT AVEC COVADIS

Lors de la conception d'un projet en 3D, le Modèle Numérique de Terrain (M.N.T.) sert de base au calcul. Il représente l'état initial du site à aménager, ou un état intermédiaire résultant d'une phase précédente de calcul. Il s'appuie sur des points levés, des points connus en XYZ, des points digitalisés ou sur des courbes de niveaux.

COVADIS permet la génération automatique d'un modèle numérique de terrain à partir d'un semis de points, d'un contour délimitant la zone à modéliser et d'éventuelles lignes de rupture imposées. La méthode de calcul utilisée, la triangulation, construit les triangles les plus équilatéraux possibles. Le modèle numérique obtenu est parfaitement représentatif du terrain modélisé. Il permet le calcul de projets 3D et l'analyse du relief.

Dans le cas d'un projet de réfection de voirie par exemple, le MNT représentera la voie existante. Il prendra en compte les points levés et les lignes de rupture imposées caractérisant les fils d'eau, les bordures, les seuils, etc.

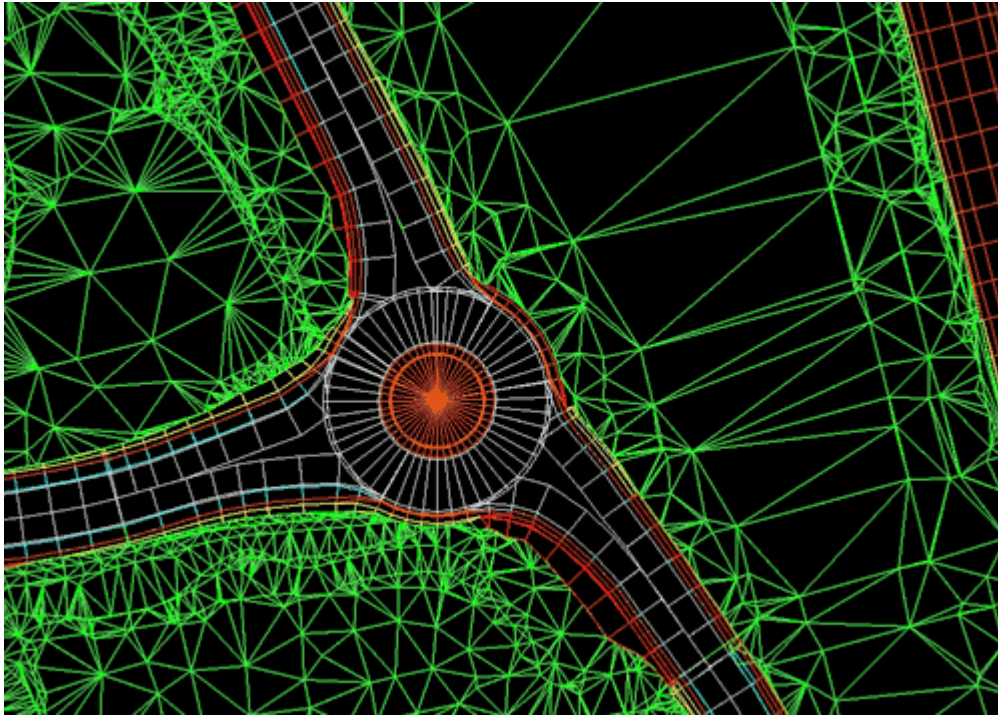


Figure III.1 : Visualisation du MNT

III.2.2. VISUALISATION ET ANALYSE DU RELIEF

Le MNT calculé peut être visualisé sous forme d'un maillage triangulaire, rectangulaire ou d'une suite de sections. Le relief est mis en valeur grâce à des fonctions de coloriage thématique par altitude ou par pente.

L'opérateur peut afficher les coordonnées d'un point ou la pente d'une face en déplaçant simplement le curseur sur le MNT.

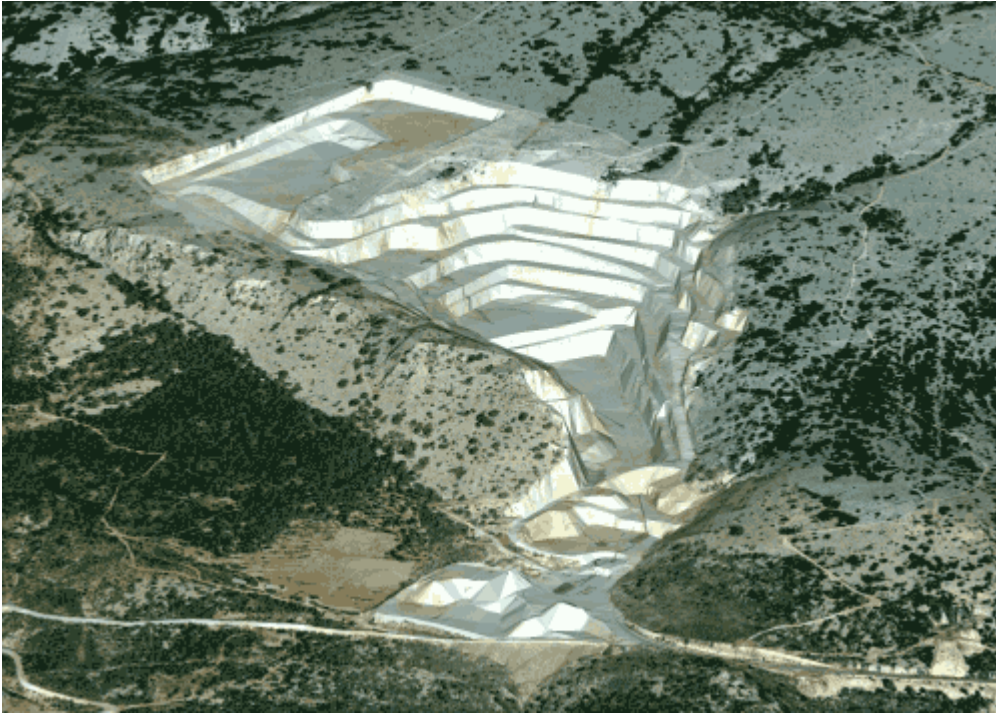


Figure III.2 : Visualisation du relief

III.2.3. COURBES DE NIVEAUX

COVADIS interpole, dessine et lisse automatiquement les courbes de niveaux à partir du MNT. La plage altimétrique, l'équidistance, la méthode de lissage et la représentation graphique des courbes restent entièrement paramétrables. L'opérateur peut également choisir la méthode de cotation des courbes.

III.2.4. CALCUL ET EDITION DES PROFILS

COVADIS permet de calculer et de dessiner automatiquement un profil à partir d'une simple polyligne 3D de la vue en plan. Les deux objets sont alors liés entre eux, c'est-à-dire que le profil est mis à jour suite à une modification de la polyligne 3D et vice versa. Le dessin, la mise en page et l'impression des profils sont entièrement paramétrables par l'opérateur. Plusieurs polylignes 3D décrivant par exemple l'axe de la chaussée et les deux fils d'eau peuvent être représentées sur un même profil en long.

III.3. ELABORATION DU MNT AVEC LE LOGICIEL COVADIS

Disposant du levé topographique du tronçon V1 allant du pont de Boussalem jusqu'à la digue d'El Atteuf, sous forme de fichier Autocad (.DWG), nous traçons son MNT suivant les étapes illustrées dans la figure ci-dessous :

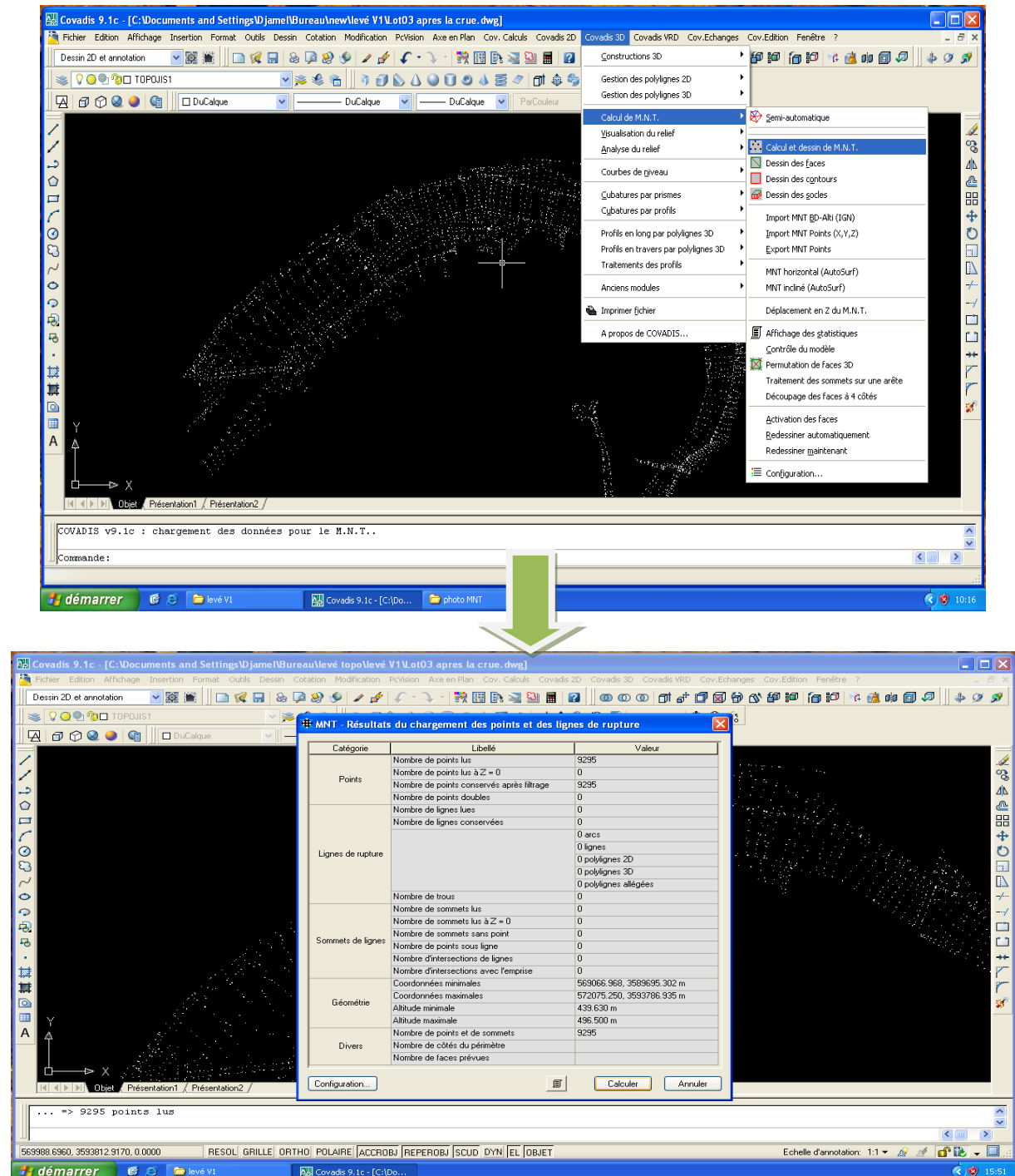


Figure III. 3 : Calcul du MNT

Nous pouvons également tracer les courbes de niveau afin d'avoir une meilleure idée sur le relief étudié, et ce suivant les étapes montrées dans la figure suivante :

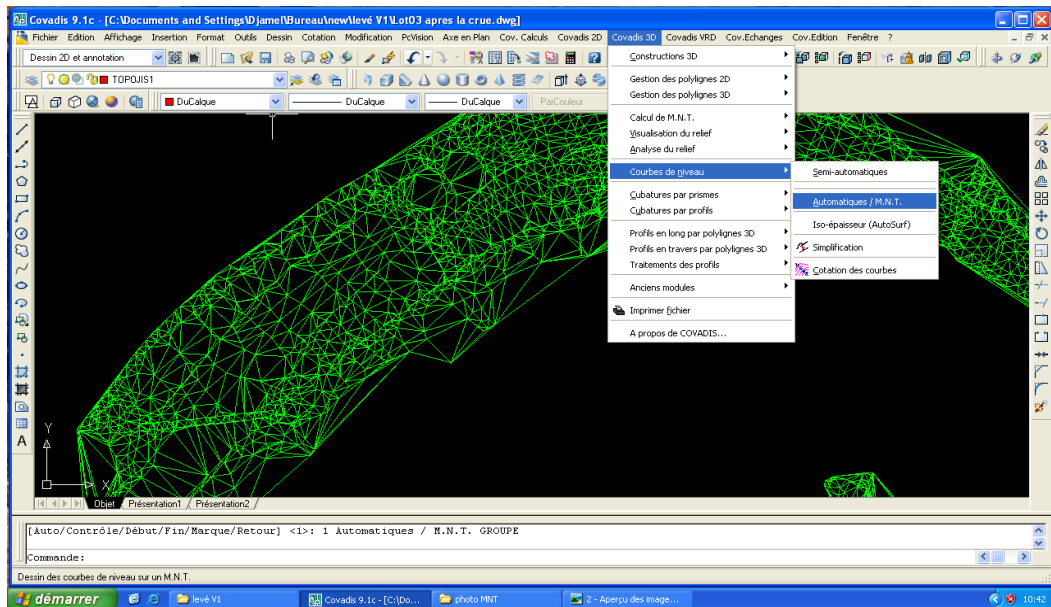


Figure III.4 : Tracé des courbes de niveau

➤ Tracé des profils en travers

Pour arriver à tracer les profils en travers de notre cours d'eau, nous devons d'abord définir l'axe de l'écoulement qui sera représenté par une polygone que nous dessineront à peu près au milieu de l'oued. Puis, nous affichons la barre d'outils des projets linéaires.

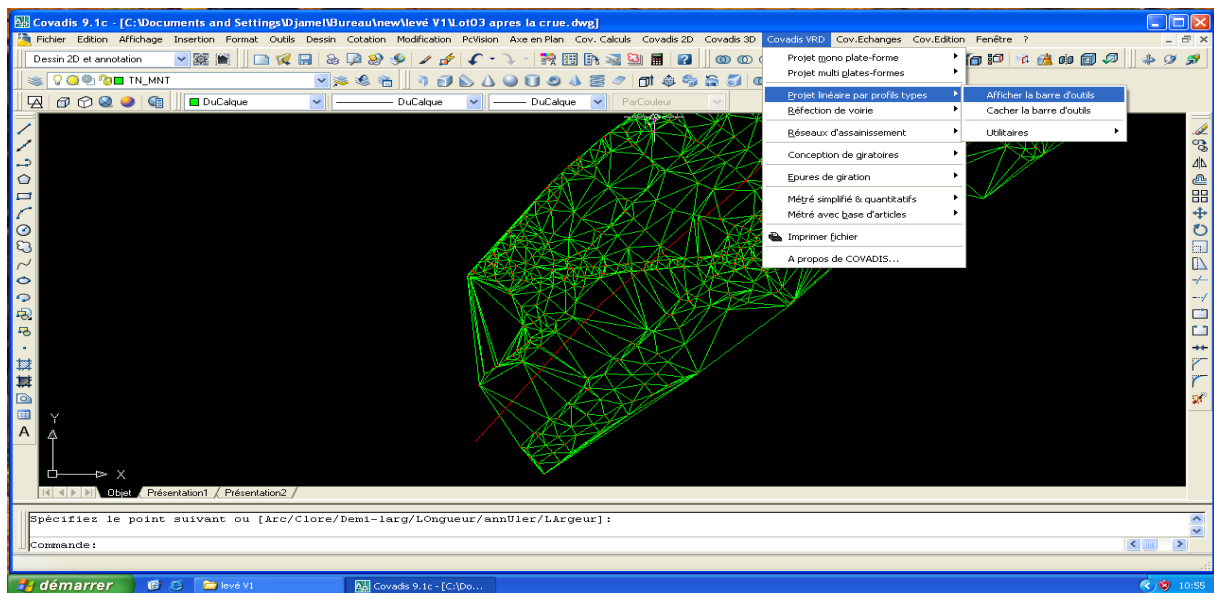


Figure III.5 : Création de la barre d'outils des projets linéaires.

Après avoir créé un nouveau projet, nous tabuleront notre axe suivant des tabulations régulières (c'est-à-dire qu'on placera les sections en travers à des intervalles réguliers), ou bien suivant des points de passage (c'est-à-dire qu'on sélectionnera manuellement les points de l'axe au niveau desquels on désire tracer nos profils en travers).

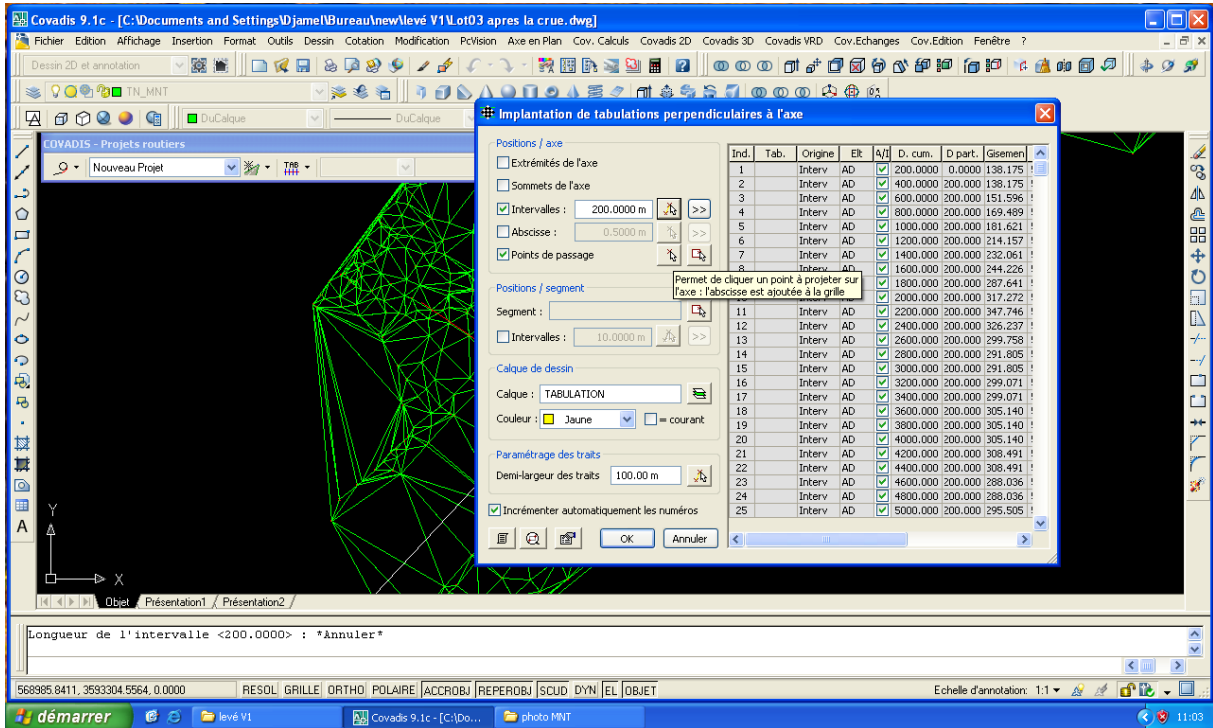


Figure III.6 : Tabulation de l'axe

Nous pouvons à présent dessiner les profils en travers.

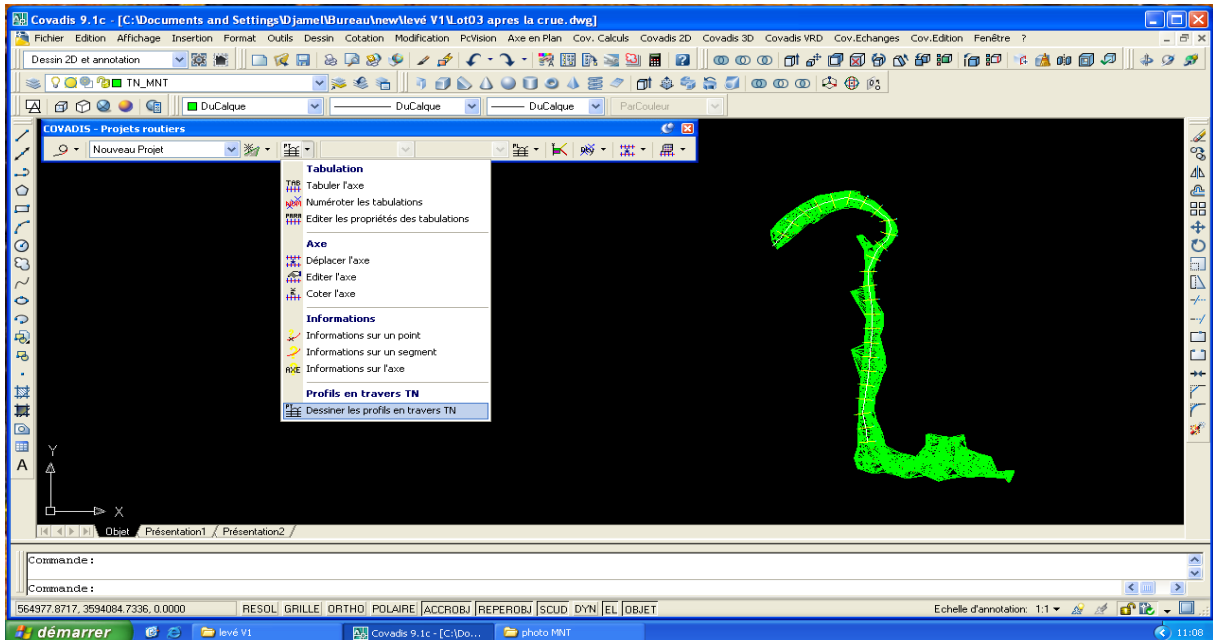


Figure III.7 : Dessin des profils en travers

Il nous suffit maintenant de cliquer sur le bouton gauche et ouvrir le rectangle dans lequel on veut afficher les profils puis de cliquer une seconde fois.

➤ **Tracé du profil en long**

Nous pouvons également tracer le profil en long de l'axe comme suit :

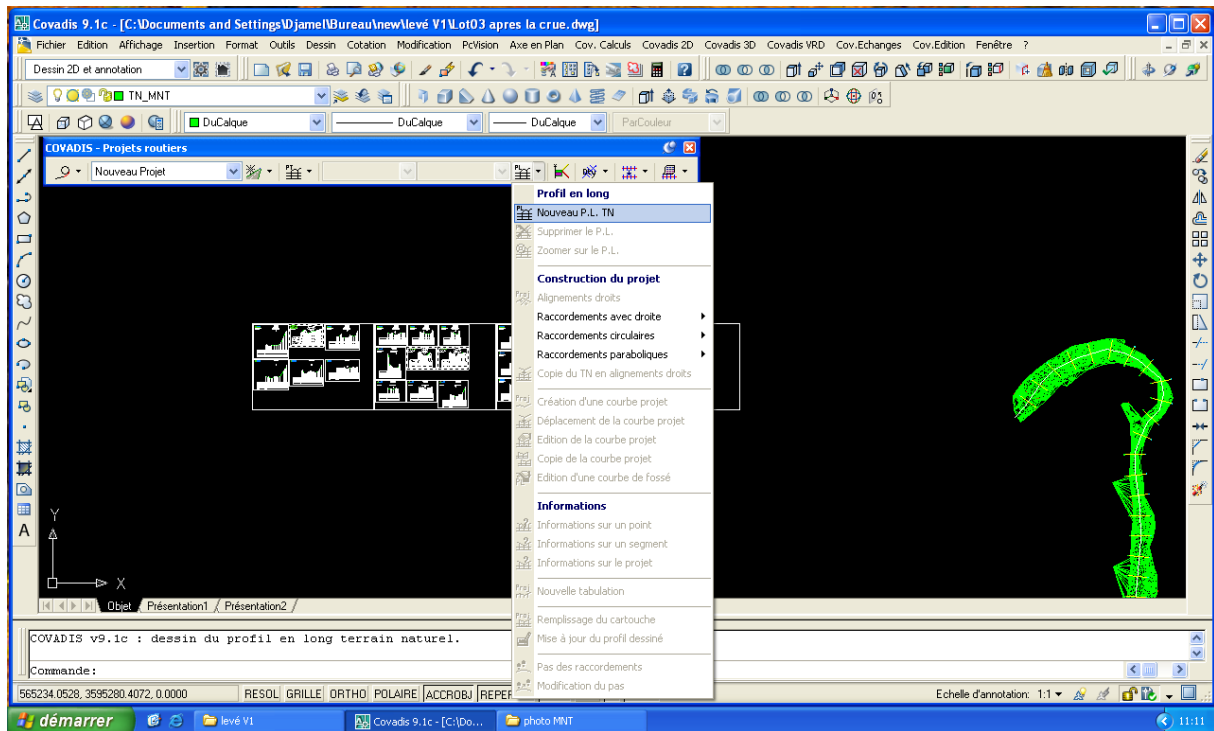


Figure III.8 : Dessin du profil en long

CHAPITRE IV : MODELISATION HYDRODYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Un modèle mathématique est une schématisation de la réalité permettant le calcul des grandeurs intéressant l'ingénieur (pression, ligne d'eau,...).

Les divers éléments constitutifs d'un modèle mathématique sont les suivants :

1. un domaine de l'espace où l'on va calculer les caractéristiques des écoulements et une représentation de la topographie des fonds ;
2. un système d'équations à résoudre dans ce domaine, accompagné de conditions aux limites qui représentent l'interaction entre domaine modélisé et extérieur de ce domaine (amont, aval) ;
3. pour un écoulement transitoire, il faut préciser l'intervalle de temps du calcul et ajouter des conditions initiales, c'est-à-dire la valeur des inconnues au début de l'intervalle de temps ;
4. Une discrétisation et une méthode de résolution.

La discrétisation consiste d'abord à diviser le domaine en mailles. En dimension 1, les mailles sont des segments, en dimension 2, des triangles ou quadrilatères pouvant être disposés ou non régulièrement, en dimension 3, des prismes, tétraèdres ou parallélépipèdes. Les extrémités des segments et sommets des polygones ou polyèdres sont les nœuds du maillage. De même, le temps est divisé, pour les calculs transitoires, en pas de temps de quelques secondes à quelques heures selon le type de calcul. Le nombre des mailles et des nœuds conditionne directement, d'une part, le temps et l'espace mémoire requis pour le calcul sur ordinateur mais, d'autre part, la précision des résultats. Ce nombre peut aller de quelques dizaines à plusieurs milliers.

De même, les équations aux dérivées partielles sont discrétisées, c'est-à-dire approchées par des équations algébriques ayant pour inconnues les valeurs des fonctions à calculer aux nœuds du maillage. Plusieurs méthodes de discrétisation existent (différences finies, volumes finis, éléments finis).

Enfin, une méthode (ou algorithme) de calcul, programmée sur ordinateur, résout ces équations algébriques, fournissant ainsi les résultats escomptés.

IV.2. PRINCIPE DES MODELES HYDRODYNAMIQUES

Le modèle le plus complexe s'appuie sur les équations de **Navier-Stokes** à trois dimensions (les trois coordonnées spatiales), où les inconnues sont la pression, les trois composantes de la vitesse et la cote de la surface libre.

Dans l'ordre de complexité décroissante viennent les modèles bidimensionnels, où l'on s'affranchit des variations des grandeurs selon la coordonnée verticale (modèles dits bidimensionnels horizontaux), et monodimensionnels qui supposent, de plus, ces grandeurs peu variables dans chaque section perpendiculaire à l'axe de l'écoulement.

IV.2.1. MODELES BIDIMENSIONNELS HORIZONTALS

Les hypothèses essentielles conditionnant l'emploi de ces modèles sont :

- L'homogénéité des vitesses selon la verticale ;
- La répartition hydrostatique de la pression découlant de la faiblesse de l'accélération verticale vis-à-vis de la gravité.

Dans ces conditions, la pression p en un point de cote z et la cote Z de la surface libre sur une même verticale sont liées par : $p = \rho g (Z-z)$.

On peut alors établir, soit directement, soit par intégration des équations de Navier-Stokes entre le fond et la surface libre, les équations de Saint-Venant en dimension 2 :

➤ EQUATION DE CONTINUITÉ

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \text{div } \mathbf{u}h = 0$$

➤ EQUATIONS DE QUANTITE DE MOUVEMENT

$$\frac{\partial uh}{\partial t} + \text{div } \mathbf{u} \cdot uh + gh \frac{\partial Z}{\partial x} = T_x + D_x$$

$$\frac{\partial vh}{\partial t} + \text{div } \mathbf{u} \cdot vh + gh \frac{\partial Z}{\partial y} = T_y + D_y$$

ρ : masse volumique du fluide

\mathbf{U} : vecteur vitesse en bidimensionnel.

u, v : coordonnées du vecteur vitesse \mathbf{U} selon les coordonnées x et y en

bidimensionnel.

h : tirant d'eau.

\mathbf{T} de composantes T_x et T_y représente une source (ou puits) de quantité de mouvement et englobe essentiellement la contrainte exercée sur le fluide à la surface libre (entraînement dû

au vent) et au fond. On donne souvent à ce terme de frottement au fond une expression résultant de la loi de Strickler :

$$\mathbf{T} = - \frac{g\mathbf{u}\|\mathbf{u}\|}{K^2 h^{1/3}}$$

K : coefficient de rugosité de Strickler.

$\|\mathbf{u}\|$: module de la vitesse en bidimensionnel.

D représente la diffusion de quantité de mouvement due à la turbulence. Ce terme est souvent négligé, ce qui est justifié lorsqu'on traite des problèmes de grande emprise, mais il peut avoir une grande importance, par exemple quand on s'intéresse à la propagation d'un effluent où le phénomène de diffusion doit être pris en compte. L'expression employée est alors de la forme :

$$D_x = \text{div} (h\nu_T \text{grad } u)$$

$$D_y = \text{div} (h\nu_T \text{grad } v)$$

ν_T coefficient de viscosité turbulente (m^2/s).

La valeur de ce dernier est obtenue, dans les modèles les plus élaborés, par résolution de deux équations supplémentaires ayant pour inconnues l'énergie turbulente k et son taux de dissipation ε (modèles $k - \varepsilon$).

IV.2.2. MODELES MONODIMENSIONNELS

Dans le cas filaire, on suppose un écoulement bien « canalisé », c'est-à-dire organisé par rapport à une direction préférentielle que l'on nomme « axe de l'écoulement ». L'homogénéité des grandeurs dans une section normale à l'écoulement suppose :

- une faible variation de la vitesse dans la section ;
- une surface libre horizontale.

Ces conditions ne sont réunies qu'en l'absence de singularités, pour une géométrie graduellement variée, où les filets fluides ont une faible courbure.

Alors, on peut admettre que la pression est hydrostatique et la quantité $\mathbf{p}^* = \mathbf{p} + \rho g \mathbf{z}$ est constante dans la section, donc égale à sa valeur à la surface libre :

$$\mathbf{p}^* = \rho g \mathbf{Z}(x)$$

On peut établir, à l'aide de ces hypothèses, les équations de Saint-Venant en dimension 1 :

➤ EQUATION DE CONTINUITÉ

$$\beta \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} = ql$$

➤ EQUATIONS DE QUANTITE DE MOUVEMENT

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta Q U) + g S \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + J \right) = \varphi_l$$

Q : débit liquide (m³/s).

ql : débit liquide latéral par unité de longueur de rivière (m³/s/m).

Le coefficient β , encore appelé coefficient de Boussinesq, a pour expression exacte :

$$\beta = \frac{\int_S u^2 dS}{U^2 S}$$

Il prend en compte l'inhomogénéité (faible) de la vitesse dans la section et l'on constate expérimentalement qu'il est peu différent de 1 pour une section de forme simple dans un lit unique.

φ_l : terme d'apport latéral de quantité de mouvement par unité de longueur de rivière.

Les termes ql et φ_l doivent être pris en compte dans le cas d'un débordement par-dessus la berge par exemple. Quant au coefficient de perte de charge J , on le relie aux grandeurs moyennes par la loi expérimentale de Strickler :

$$J = \frac{Q^2}{K^2 S^2 R_H^{4/3}} = \frac{Q^2}{D^2}$$

Avec

$$D = KSR_H^{2/3}$$

R_h : rayon hydraulique, défini par le rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé qui, dans le cas d'un écoulement filaire, peut être approximé par h .

S : section mouillée.

IV.2.2.1. ECOULEMENTS EN LITS COMPOSES

La section transversale du lit d'une rivière en crue peut comporter des parties de caractéristiques différentes (tirant d'eau, rugosité).

Le lit mineur correspond à la partie de la vallée la plus fréquemment mouillée et donc la plus lisse ; sa rugosité est en général homogène sur de longs biefs. Par contre, le lit majeur, occupé quelques jours seulement par an, est plus hétérogène. Sa rugosité est plus importante, car il est encombré de végétation et de constructions.

On distingue donc les débits du lit mineur Q_m et du lit majeur Q_M et, plus généralement, pour une section composite, les débits des écoulements élémentaires Q_i (avec $i = 1, 2, \dots, n$), le coefficient β devient :

$$\beta = \frac{\sum_i \beta_i \frac{Q_i^2}{S_i}}{\frac{Q^2}{S}}$$

et le terme de frottement :

$$J = \frac{Q^2}{D_e^2}$$

Avec

$$D_e^2 = \frac{Q^2 S}{\sum_i \frac{Q_i^2 S_i}{D_i^2}}$$

D_e : débitance équivalente du lit composé.

Le système n'est fermé que si la répartition des débits Q_i est connue.

IV.2.2.2. SINGULARITE

On peut rarement considérer le cours d'une rivière comme justiciable de la modélisation de Saint-Venant sur de longs biefs : de nombreuses singularités se présentent, soit à cause de variations naturelles brusques de géométrie, soit à cause de la présence d'ouvrages implantés dans le lit.

On trouve ainsi des seuils, des élargissements brusques, des confluent avec d'autres cours d'eau, des ponts, des barrages, des canaux de dérivation, etc. La modélisation de ces singularités renonce à la description fine de l'écoulement au voisinage de la zone singulière et consiste à écrire des relations de transfert entre l'amont et l'aval de la zone :

une relation de continuité et une relation dynamique qui lient les inconnues amont Q_1 , Z_1 et aval Q_2 , Z_2 .

En général, on néglige les effets non permanents, ce qui est justifié si la zone singulière est de faible longueur vis-à-vis de la longueur totale du domaine de calcul, le temps de propagation entre les limites de la zone pouvant, dans ce cas, être considéré comme nul.

L'équation de continuité se réduit donc, s'il n'y a pas apport de débit, à l'égalité :

$$Q_1 = Q_2$$

Quant à l'équation dynamique, elle est empirique et fait intervenir des coefficients calés sur l'expérience. On évite ainsi le calcul fin de l'écoulement, en général à caractère tridimensionnel très marqué, et notamment le calcul explicite d'éventuels ressauts hydrauliques.

Ces relations dépendent du type de singularité considérée : l'effet dynamique d'un élargissement brusque, d'un obstacle dans le lit, ou d'un confluent, est traduit par une perte de charge singulière, celui d'un seuil par une loi de débit dépendante de la cote aval si le seuil est noyé, et indépendante sinon.

Le modèle monodimensionnel peut aussi traiter le passage en charge qui se produit, par exemple, dans le cas de l'écoulement sous un pont, à fort débit, lorsque la cote de la surface libre atteint le niveau du tablier.

IV.2.2.3. ECOULEMENTS TORRENTIELS ET RESSAUTS

Lorsque le nombre de Froude est supérieur à 1, le courant (\mathbf{U}) est plus rapide que les ondes (de célérité $\sqrt{gS/B}$). Celles-ci sont emportées vers l'aval et une perturbation ne peut donc pas se propager en amont de l'endroit où elle a été créée. L'écoulement est alors dit torrentiel.

La transition de l'écoulement torrentiel rapide à l'écoulement fluvial plus lent se fait par un ressaut hydraulique avec une élévation du tirant d'eau. Cette zone est agitée et il s'y produit une intense dissipation d'énergie. Le modèle de Saint-Venant traduit ce phénomène de façon approchée par une discontinuité brutale du tirant d'eau. Les écoulements torrentiels et particulièrement les ressauts sont, de ce fait, difficiles à calculer par des schémas numériques ordinaires. Les méthodes les plus anciennes consistent à traiter la zone du ressaut par une procédure particulière incluant la détection, le suivi et la disparition de la discontinuité.

IV.3. LES DIFFERENTS MODELES HYDRODYNAMIQUES

IV.3.1. MODELES 1D

Les modèles classiquement utilisés sont unidimensionnels (aussi appelés modèles 1D ou filaires). L'écoulement est supposé suffisamment rectiligne pour que chaque section soit sensiblement perpendiculaire à un axe dit axe de l'écoulement et soit définie par la connaissance de son abscisse. Dans un modèle 1D, le lit mineur et le lit majeur actif coulent en même temps mais il est possible de différencier les coefficients de rugosité des deux lits.

Parmi ces modèles, on distingue :

- les modèles à bief unique ;
- les modèles ramifiés qui permettent de considérer des affluents ;
- les modèles maillés qui autorisent la prise en compte de bras multiples.

A titre d'exemple, nous citons : *MIKE11*, *HEC RAS* ...

Ces modèles simulent alors bien les propagations de crue sur de longues distances mais les impacts locaux ne peuvent pas être étudiés.

IV.3.2. MODELES 2D

Les modèles bidimensionnels sont libérés de l'hypothèse d'écoulement axial. Ils permettent de simuler en plan les écoulements et de tenir compte finement des obstacles dans le lit majeur (sans avoir à faire une distinction entre un lit majeur actif et un lit majeur stockant). A titre d'exemple de modèles bidimensionnels nous citons : *DECAMETRE*, *FESWMS*, *TELEMAC-2D*, *MIKE 21*, *River 2D*, *HYDROSIM*, ...

IV.3.3. LES MODELES A CASIER (1.5D)

Ces modèles sont intermédiaires. Ils permettent de prendre en compte des zones du lit majeur, appelées casiers, dont les contours s'appuient sur la topographie (coteaux, digues). Ils supposent que la cote de l'eau est uniforme dans tout le casier et sont architecturés comme des modèles 1D.

Moins coûteux en temps de calcul que les modèles 2D, ils autorisent la prise en compte du rôle d'écrêtement du lit majeur, ils sont avantageux par rapport aux modèles filaires pour étudier des impacts locaux dans le lit majeur, en particulier ceux des obstacles transversaux à la vallée (digues longeant le lit mineur), mais ces modèles ne doivent pas être utilisés sur de longues distances.

IV.3.4. MODELES 3D

Pour rendre compte de la réelle complexité des phénomènes naturels, le recours aux modèles 3D s'avère inévitable. Dans ce cas, les équations de Navier Stokes sont résolues sans tenir compte de l'hypothèse de pression hydrostatique. Les modélisations tridimensionnelles sont beaucoup moins répandues que les précédentes à cause des capacités des moyens informatiques qui ont été longtemps insuffisants pour résoudre les équations en 3D. Actuellement, les développements technologiques de l'informatique et les efforts consentis pour palier à ce problème permettent d'aller au-delà de cette restriction même si les temps de calcul restent toujours importants. A titre d'exemple de modèles tridimensionnels : *TELEMAC 3D*

IV.4. PRESENTATION DE QUELQUES LOGICIELS

Ci-dessous sont présentés quelques logiciels de modélisation hydrodynamique :

Tableau IV-1 : logiciels de modélisation hydrodynamique

	Description	Equation	Nom du logiciel	Atouts	Limites
Modélisations 1D dites filaires	Onde cinématique	Barré Saint-Venant simplifié (BSV 1D)	LISFLOOD-FP (Bates et De Roo 2000)	Permet d'utiliser des données topographiques précises	Equations simplifiées
	SCM (Single Channel Method)	Barré Saint-Venant (BSV 1D)	Thalweg-Fluvia (CEMAGREF)		
	Modélisation 1D à casiers (pseudo 2D)	BSV 1D	LIDO (CETMEF)	Conçu pour les grandes plaines inondables	
	DCM (Divided Channel Method)	BSV 1D	HEC-RAS (USACE), Mike 11 (DHI)	Robustesse et fiabilité	Peu adapté aux reliefs complexes
	DCM + échange turbulent	BSV 1D	Mascaret (EDF), Mage5 (CEMAGREF)	Tient compte des échanges turbulents entre lits	
	EDM (Exchange Discharge Method)	BSV 1D	Axeriv (Université Louvain)	Tient compte des échanges turbulents et des transferts de masse entre lits	Peu diffusé, reste du domaine de la recherche
Modélisations 2D		BSV 2D	DECAMETRE Telemac 2D (LNH-EDF), Mike 21 (DHI), RUBAR (CEMAGREF)	Adapté aux reliefs et aux champs de vitesse complexes	Temps de calculs longs
Modélisations 3D		Navier-Stokes	Mike 3 (DHI)	Equations complètes	Temps de calculs très longs

IV.5. PRESENTATION DU LOGICIEL UTILISE (HEC RAS)

IV.5.1. INTRODUCTION

Nous nous intéressons dans ce travail au code HEC-RAS c'est une abréviation de « HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER'S RIVER ANALYSIS SYSTEM ». C'est un code 1D permanent ou non-permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout « l'équation de l'énergie unidimensionnelle », les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les cas de régimes rapidement variés tels que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. Pour les écoulements débordants, la section totale est divisée en sous sections homogènes en terme de forme et de rugosité, et chaque débit partiel Q_i est calculé selon la Divided Channel Method à l'aide de la formule de Manning-Strickler.

IV.5.2. MODELE UTILISE PAR HEC RAS

Si l'on considère deux sections 1 et 2 séparées d'un pas d'espace Δx , E_1 et E_2 étant les énergies spécifiques de l'écoulement à ces mêmes points, d'où :

$$E_2 - E_1 = (\sin(\alpha) - J) \cdot \Delta x$$

qui se réduit au modèle de Bernoulli utilisé dans le programme HEC-RAS pour calculer les hauteurs d'eau lorsque la pente du canal est faible ($\sin(\alpha) \approx \tan(\alpha) \approx I$ et $\cos(\alpha) \approx 1$).

Concernant le calcul de la ligne d'eau, il s'effectue suivant la Standard Step Method qui est une procédure itérative de résolution de l'équation donnant la pente d'énergie J . Cette dernière est supposée égale à la somme de pertes de charge par frottement J_f , et la perte par contraction ou expansion de la section, soit :

$$J = J_f + \frac{C}{\Delta x} \left| \beta_2 \frac{U_2^2}{2g} - \beta_1 \frac{U_1^2}{2g} \right|$$

Le programme divise la section mouillée en trois sous sections. Le coefficient de forme β sur la section totale est calculé de la manière suivante :

$$\beta = \frac{S_t^2}{D_t^3} \cdot \left(\frac{D_{lob}^3}{S_{lob}^2} + \frac{D_{ch}^3}{S_{ch}^2} + \frac{D_{rob}^3}{S_{rob}^2} \right)$$

Où les indices **lob**, **ch**, **rob** et **t** désignent les lits gauche, mineur, droit, et total respectivement; D_i est la débitance de la sous section i .

Dans le calcul, les coefficients β par sous-section étant supposés égaux à 1. D'autre part, le pas d'espace Δx est calculé, comme suit :

$$\Delta x = \frac{\Delta x_{lob} \cdot Q_{lob} + \Delta x_{ch} \cdot Q_{ch} + \Delta x_{rob} \cdot Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}}$$

Enfin, la pente de frottement entre les sections **1** et **2** (J_f) est calculée dans le HEC-RAS par:

$$J_f = \frac{\lambda}{D_h} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

$$\lambda = \frac{Re^{\frac{1}{3}}}{8gn^2}$$

La méthode utilisée par le logiciel pour calculer le coefficient de Manning équivalent est la suivante :

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i \cdot n_i^{\frac{1}{5}}}{P} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Avec $N=3$ puisque le logiciel nécessite l'entrée des trois coefficients de Manning, pour le lit mineur et pour chaque rive.

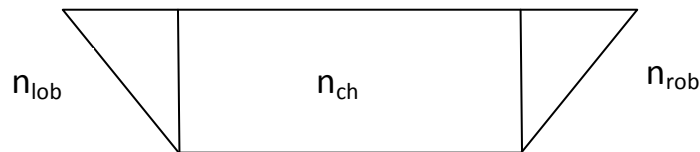


Figure IV.1: Coefficients de rugosité

IV.6. APPLICATION A LA ZONE D'ETUDE

IV.6.1. DONNEES D'ENTREE

Les données nécessaires pour réaliser la simulation sont :

- Le débit
- La forme du cours d'eau
- Les sections en travers
- Les longueurs entre les sections en travers
- Les coefficients de contraction et d'expansion
- Les coefficients de rugosité
- Les dimensions et le nombre de dalots à mettre en place au niveau de chaque gué submersible
- Les limites du lit mineur

➤ Le débit

Comme nous avons pris en considération la présence des trois barrages, à l'amont de notre tronçon, le débit de dimensionnement sera donc un débit laminaire estimé à 308 m³/s.

➤ La forme du cours d'eau

Nous avons d'abord tracé le cours d'eau à l'aide d'une image placée en arrière plan, qui a été importée à partir du logiciel COVADIS.

➤ Les sections en travers

Le modèle de calcul utilisé, nécessite les coordonnées (Y, Z) des différents points délimitant la section considérée (X).

➤ La longueur entre les sections en travers

Nous avons également mesuré à l'aide du logiciel utilisé les longueurs entre les centres des sections ainsi qu'entre leurs extrémités afin de les injecter au module de calcul HEC RAS

➤ Les coefficients de contraction et d'expansion

Le code HEC-RAS recommande d'utiliser les valeurs suivantes du coefficient de contraction :

- S'il n'y a pas de transition, C est nul.
- Pour une transition graduelle, on a 0.1 pour le coefficient de contraction et 0.3 pour le coefficient d'expansion.

- Au niveau d'un pont, on a 0.3 pour le coefficient de contraction et 0.5 pour le coefficient d'expansion.
- Pour une brusque variation, on a 0.5 pour le coefficient de contraction et 0.8 pour le coefficient d'expansion.

➤ **Les coefficients de rugosité**

En utilisant l'annexe 08, nous déduisons les différents coefficients de Manning suivant :

Béton : $n=0.0125$

Lit de l'oued : $n=0.045$

Endiguement : $n=0.033$

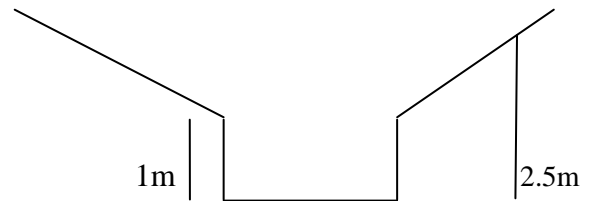


Figure IV.2 : Coefficient de rugosité équivalent

Toutefois le logiciel utilisé nécessite trois coefficients de rugosité, pour le lit mineur et pour chaque rive, et comme pour nos endiguements on a prévu des murettes en béton au pied de chaque digue afin de lutter contre l'érosion, nous avons calculé le coefficient équivalent pour la rive à l'aide de la formule d'EINSTEIN

$$\frac{P}{K^2} = \frac{P1}{K1^2} + \frac{P2}{K2^2}$$

Le coefficient de Manning équivalent vaut $n= 0.029$

➤ **Les dimensions et le nombre de dalots à mettre en place au niveau de chaque gué submersible**

Afin de maintenir une possibilité de desserte de certains quartiers isolés, tout en évitant la construction de ponts supplémentaires, on implante des passages submersibles appelés « gués » permettant la traversée à sec durant la seconde phase de la crue de projet (vidange des retenues).

Ces passages seront réalisés grâce à des dalots sur lesquels sera placée la route. Le nombre de dalots dans chaque gué est quant à lui présenté plus bas.

➤ **Les limites du lit mineur**

Le module de calcul HEC RAS exige également les abscisses (X) des limites (largeur) de chaque section en travers.

IV.6.2. NOMBRE DE DALOTS A METTRE EN PLACE

Les gués devant permettre la traversée à sec de l'Oued durant la seconde partie de la crue de projet c'est-à-dire lors de la vidange des trois retenues se trouvant à l'amont, ils ne devraient pas être submergés à ce moment là. Les dalots qui seront placés sous le passage devront donc pouvoir faire passer le débit laminé par les barrages et qui est de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ ($20 \text{ m}^3/\text{s}$ par le barrage d'El Abiodh, $25 \text{ m}^3/\text{s}$ par El Haimeur et $5 \text{ m}^3/\text{s}$ par Bou Brik).

Disposant de dalots de dimensions connues ($b=3\text{m}$, $h=2.2\text{m}$, $l=7\text{m}$), la hauteur d'eau ayant été fixée, nous calculons la largeur b à partir de laquelle nous pouvons déduire le nombre de dalots nécessaires.

On a la formule du débit : $Q = C_d K R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} S$

K : le coefficient de rugosité qui a été déduit à partir de l'annexe 08, $K=80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$

R : rayon hydraulique.

I : pente du lit sur lequel se dépose le dalot

S : section mouillée ($S=b \cdot h$)

C_d : coefficient du débit qui varie en fonction du nombre de dalots.

Pour se mettre en sécurité, on fixe une hauteur de la ligne d'eau à l'intérieur du dalot de 1.8m afin d'assurer un état d'écoulement à surface libre pour un débit de $50 \text{ m}^3/\text{s}$.

On commence d'abord par fixer le coefficient du débit à 1, puis on fait un calcul itératif à l'aide de l'Excel afin de déterminer une largeur b_1 qui va nous servir à déterminer le nombre de dalots correspondant en divisant cette largeur b_1 sur trois (3).

Après avoir déterminé le nombre de dalot, on refait le calcul en intégrant le coefficient de débit qui correspond à ce nombre de dalot pour déterminer à nouveau une largeur b_2 et par la suite valider ce nombre.

➤ GUE SUBMERSIBLE N°1 (SECTION 17-18)

On a une pente $I = 0.0025$.

Le calcul pour une première itération donne une largeur b_1 de 6.67m sans tenir compte du coefficient du débit, ce qui implique trois dalots. En intégrant le coefficient du débit C_d dans la formule, un deuxième calcul itératif donne une largeur b_2 de 8.48m , ce qui correspond aussi à **3 dalots** à mettre en place.

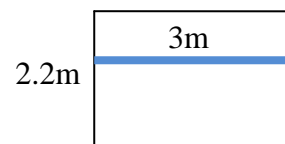


Figure IV. 3 : Dimensions du dalot

➤ GUE SUBMERSIBLE N°2 (SECTION 8-9)

La pente $I = 0.0028$

On refait les mêmes démarches de calcul pour le premier gué, on trouve les résultats suivants :

$b_1 = 6.10\text{m}$

$b_2 = 8.09\text{m}$

Ce qui nécessite aussi **3 dalots**.

Conclusion: On doit mettre en place 3 dalots dans les deux gués.

IV.6.3. ETAPES DE SIMULATION

Nous avons d'abord tenu compte, lors du choix des sections en travers, du méandre, des élargissements, des rétrécissements ainsi que des gués submersibles (on en a prévu deux).

Nous avons commencé la simulation en injectant dans le logiciel les sections en travers du cours d'eau dans son état naturel.

Après avoir constaté qu'avec le débit laminé, il déborde sur la quasi-totalité, et pour nous mettre le plus dans la sécurité, nous avons choisi de recalibrer tout le tronçon.

On a commencé par des endiguements partout et on a tiré les hauteurs d'eau à chaque section.

Pour les sections où la hauteur d'eau dépasse 2.50m, on opte pour des murs puis on refait la simulation pour déterminer à nouveau les hauteurs d'eau.

Pour des raisons économiques, nous proposons pour certaines sections recalibrées par des murs et où la hauteur d'eau ne dépasse pas de beaucoup 2.50m, de réaliser un mixage c'est-à-dire un mur sur l'une des rives et une digue sur l'autre, puis nous relançons à nouveau la simulation afin de pouvoir nous assurer qu'il n'y a pas débordement.

IV.6.4. INTERPRETATION DES RESULTATS

D'après le levé topographique, on constate que le cours d'eau s'ajuste à une certaine forme géométrique que l'on présente comme suit :

PARTIE A (Du profil 1 au profil 09) : forme presque rectiligne.

Largeur moyenne = 128 m.

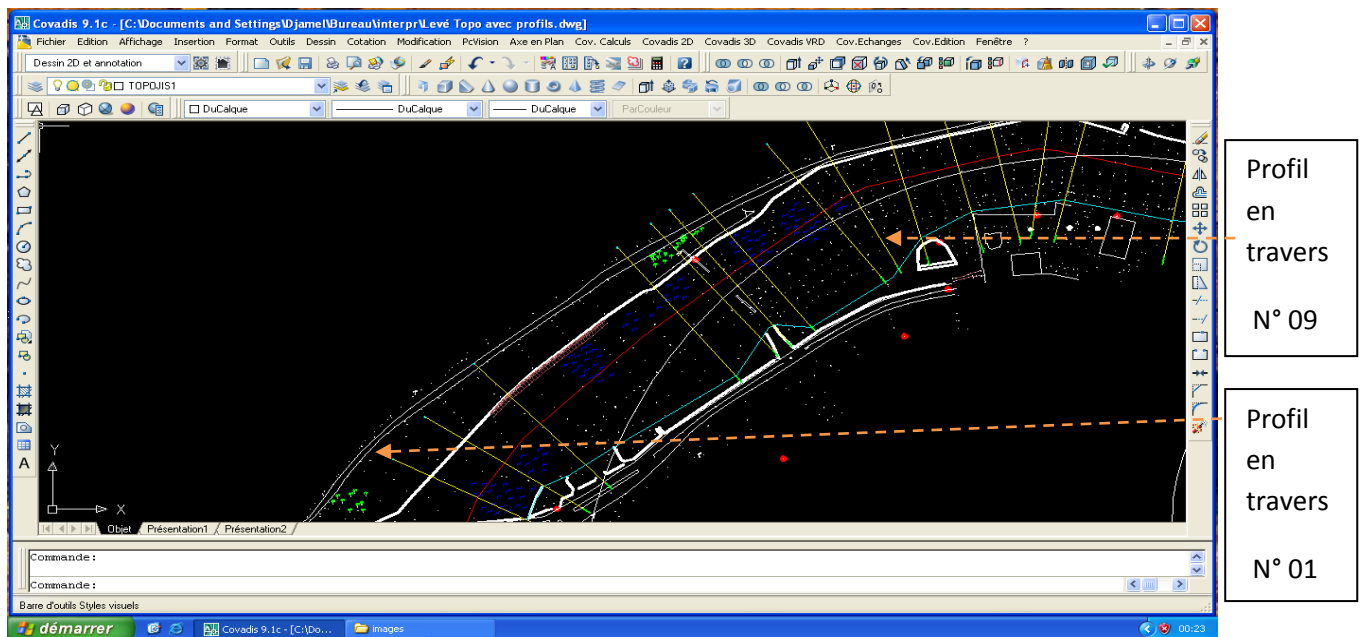


Figure IV. 4 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie A)

PARTIE B (De P09 à P21) : forme d'arc de cercle.

Rayon = 590 m ; largeur moyenne = 95m

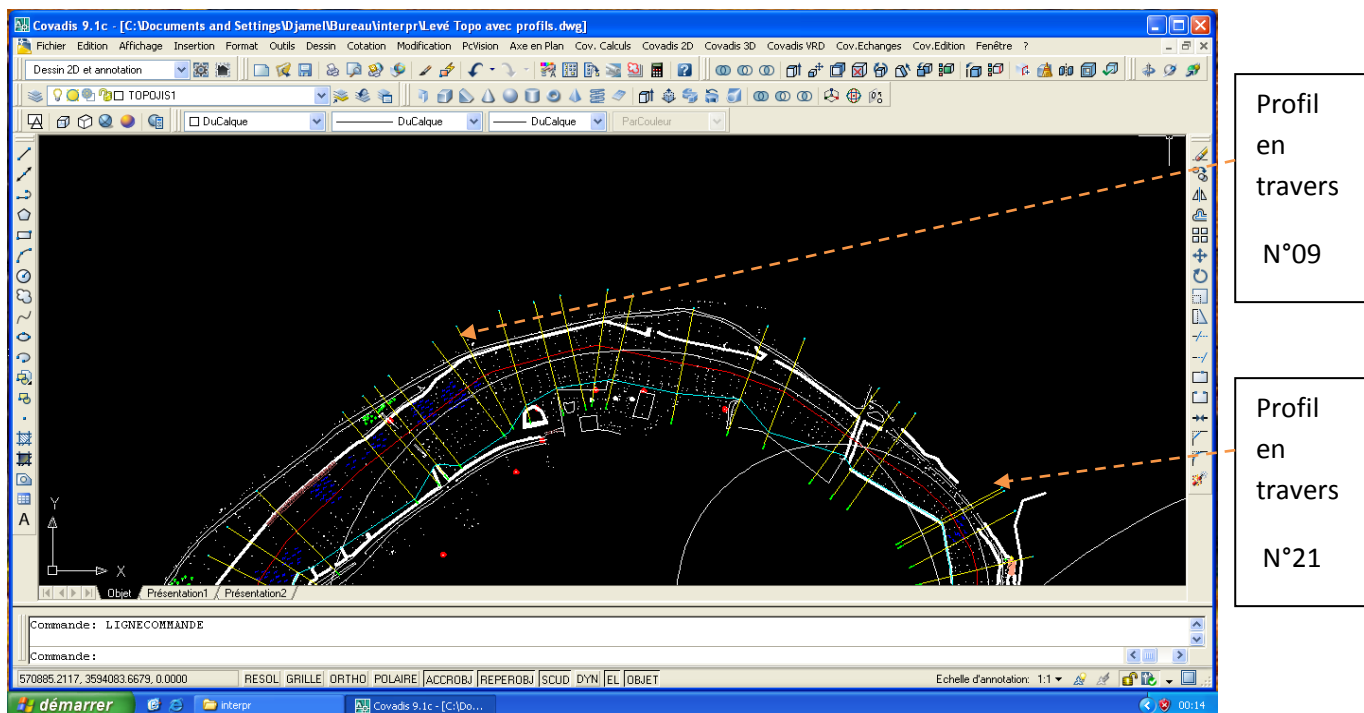


Figure IV. 5 : Visualisation de la forme du cours d'eau (partie B)

PARTIE C (De P21 à P29) : forme d'arc de cercle.

Rayon = 280 m ; Largeur moyenne =60m

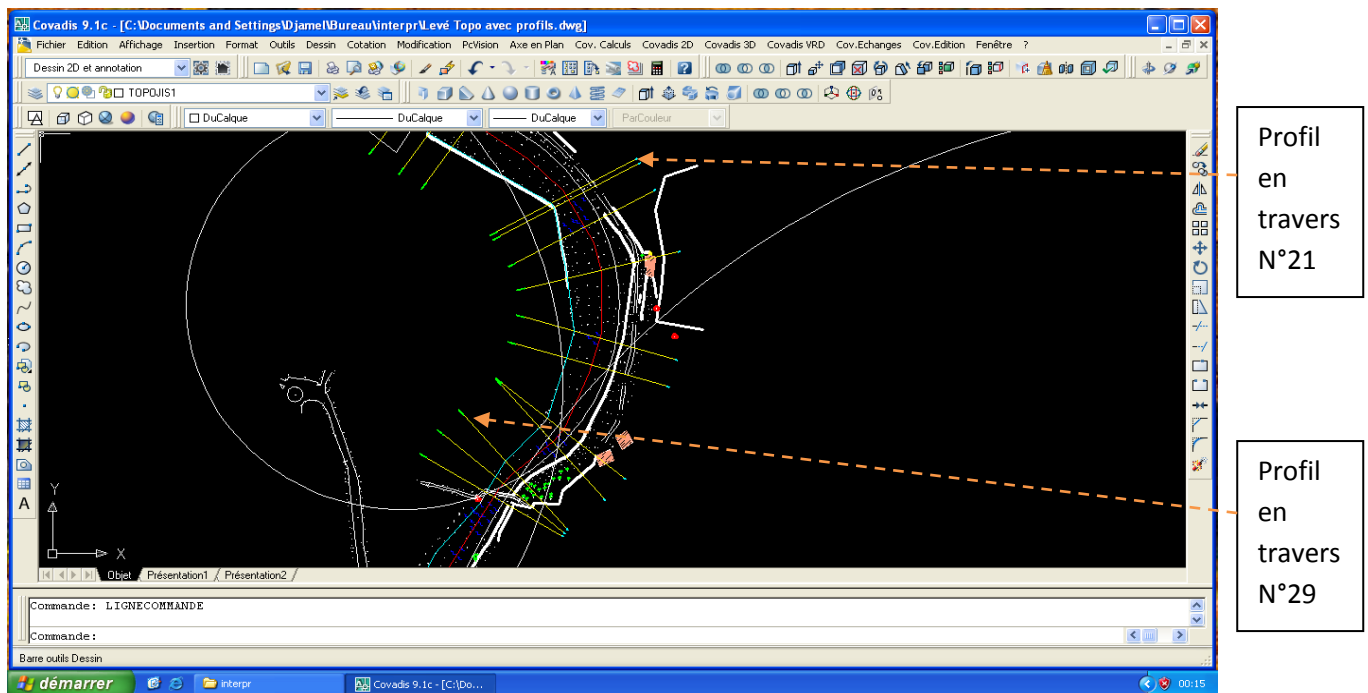


Figure IV.6 : visualisation de la forme du cours d'eau (partie C)

PARTIE D (De P29 à P42) : forme d'arc de cercle.

Rayon = 290m ; Largeur moyenne =55m

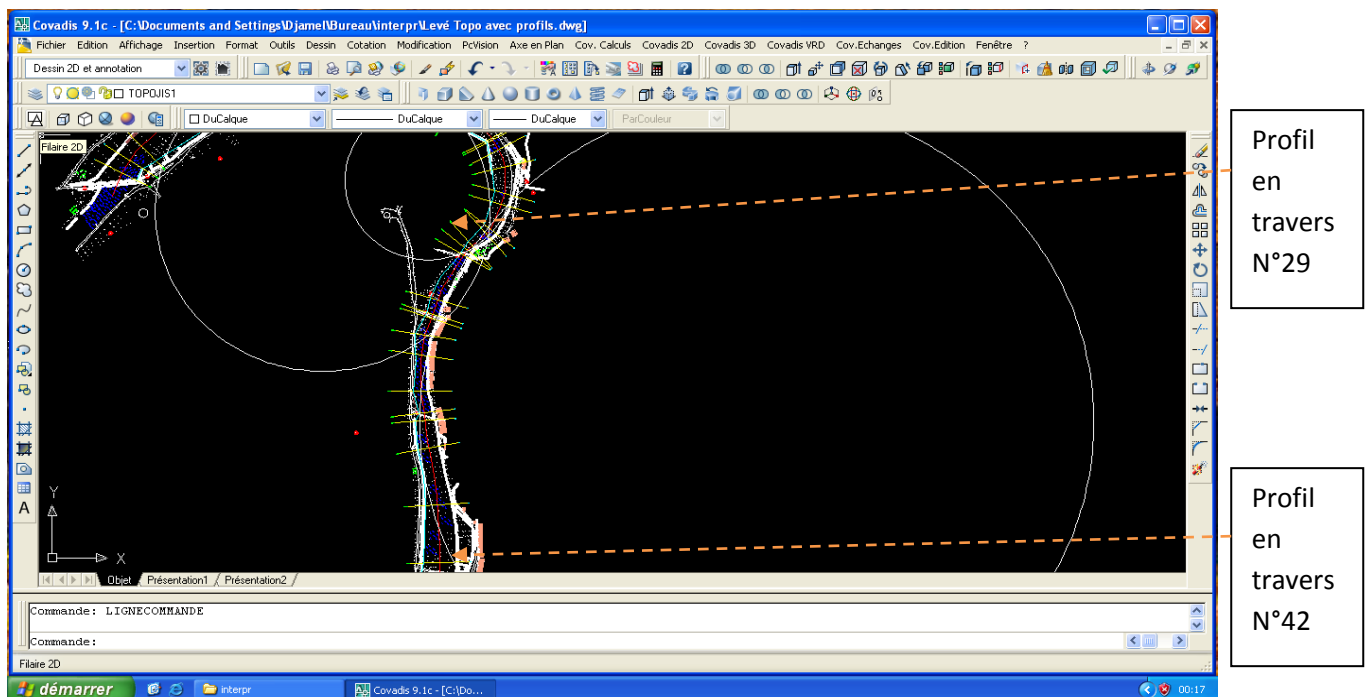


Figure IV.7 : visualisation de la forme du cours d'eau (partie D)

PARTIE E (De P42 à P43) : élargissement

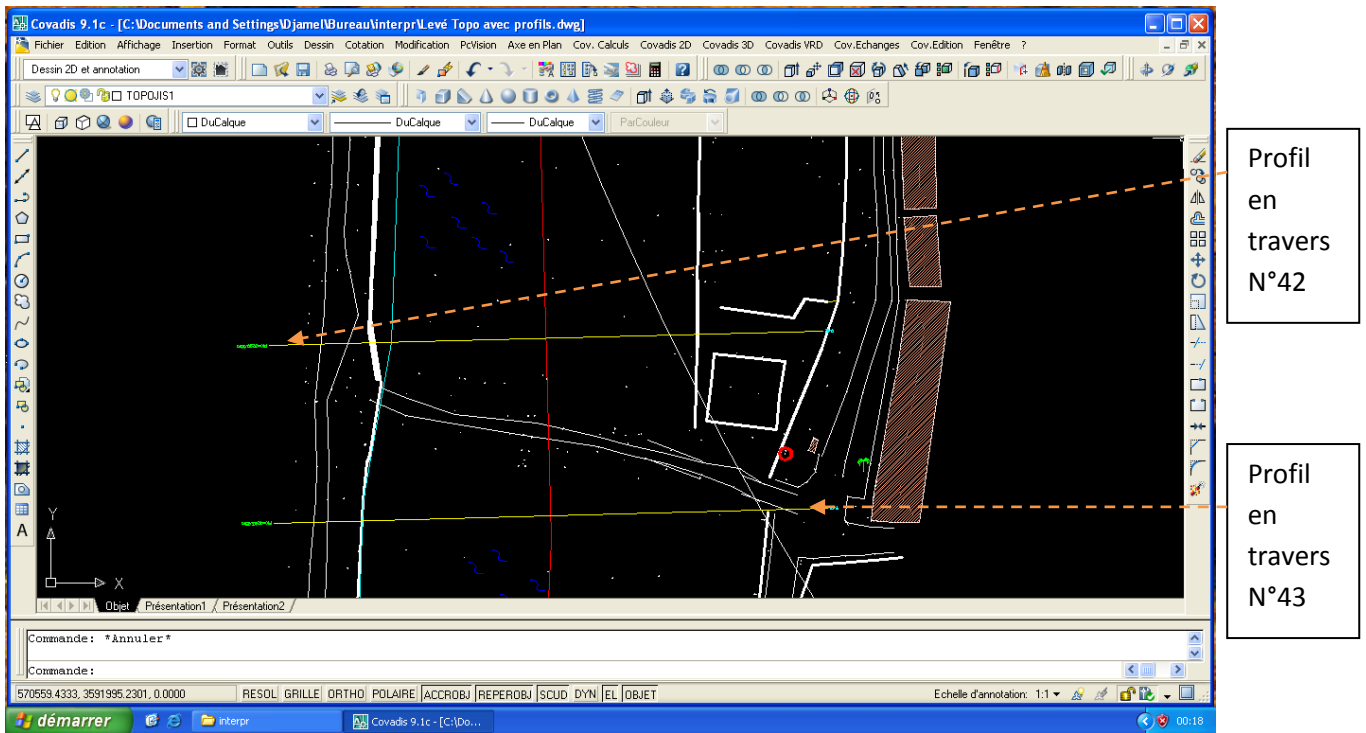


Figure IV.8 : visualisation de la forme du cours d'eau (partie E)

PARTIE F (De P43 à P49): forme presque rectiligne tendant vers un rétrécissement.

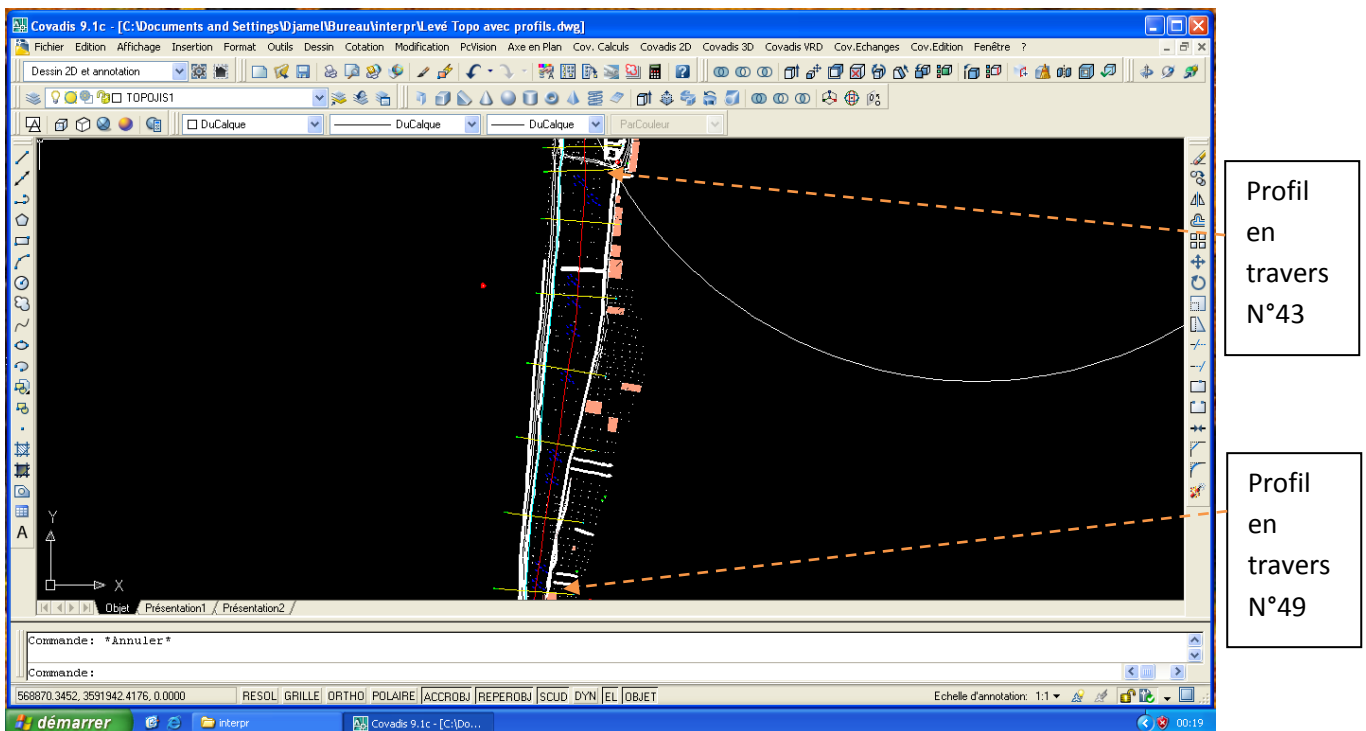


Figure IV.9 : visualisation de la forme du cours d'eau (partie F)

PARTIE G (De P49 à P50) : forme presque rectiligne tendant vers un élargissement.

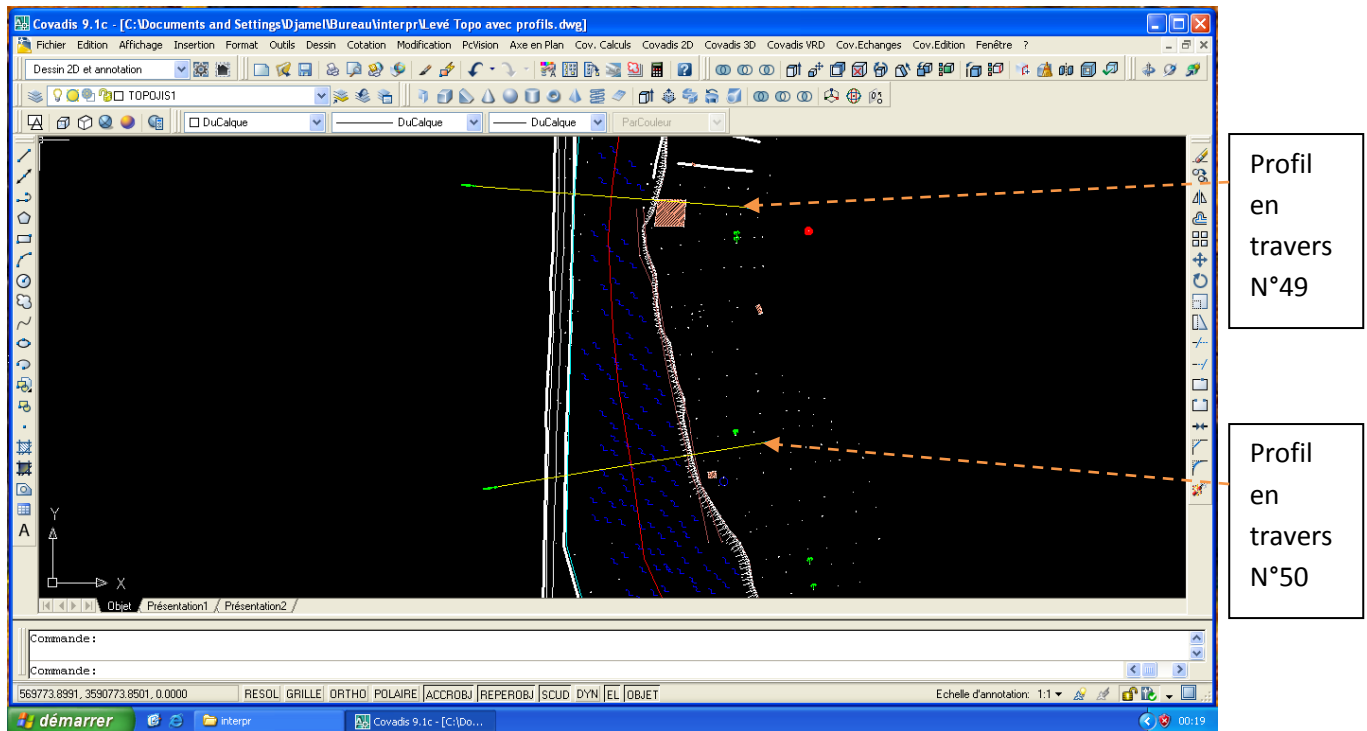


Figure IV.10 : visualisation de la forme du cours d'eau (partie G)

COMMENTAIRE DES RESULTATS

De la partie **A** à la partie **B**, on passe d'une largeur moyenne de **128** à **95** m, avec un changement de pente négligeable, cette contraction diminue la largeur d'écoulement, ce qui a augmenté la ligne d'eau.

On constate aussi que la ligne d'eau continue à augmenter jusqu'à la section **33** qui représente la fin du méandre ce qui est dû encore à la diminution de la largeur du lit mineur et aussi à l'effet du méandre qui représente un obstacle pour l'écoulement.

De la sortie du gué numéro **01** jusqu'à la section suivante, on remarque une augmentation de la ligne d'eau, qui est due à la diminution importante de la pente.

On remarque qu'après cela, la ligne d'eau diminue jusqu'à l'entrée du gué numéro **02**, où elle subit une légère augmentation due à la courbe de remous causée par le gué. Après cela, l'augmentation de la section provoque la diminution de la ligne d'eau jusqu'à la section **44**.

De la section **44** jusqu'à la fin du tronçon, on remarque une augmentation de la ligne d'eau limitée à l'aval par la condition à la limite imposée par la digue d'EL ATTEUF, qui est due au rétrécissement de la largeur d'écoulement d'une part et à la faible pente d'autre part.

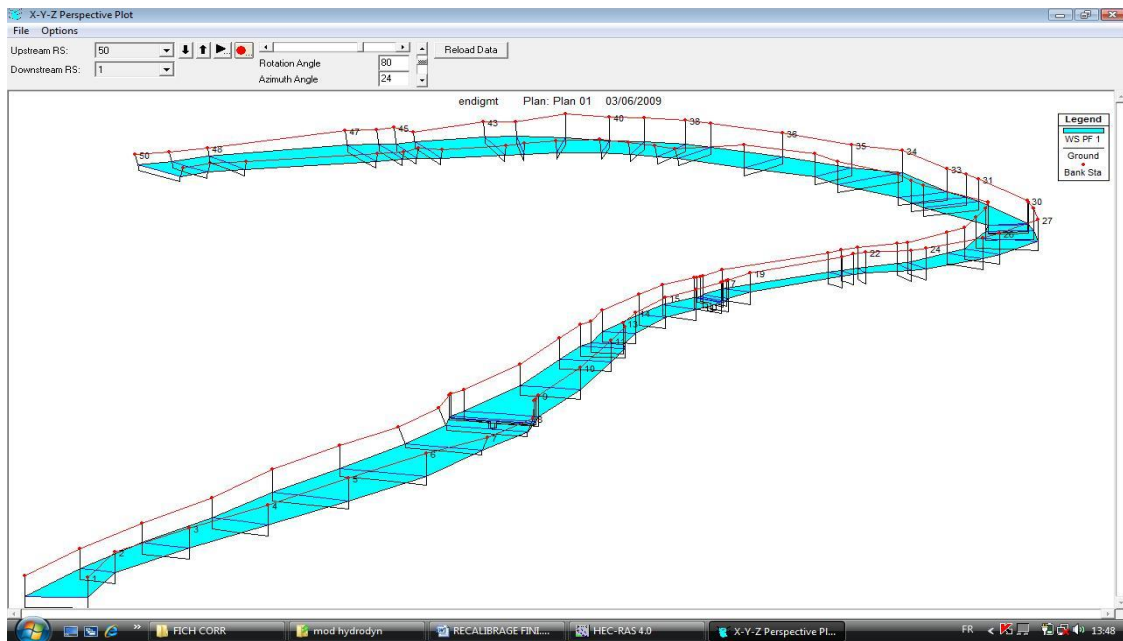


Figure IV.11 : Présentation graphique des résultats dans le cours d'eau

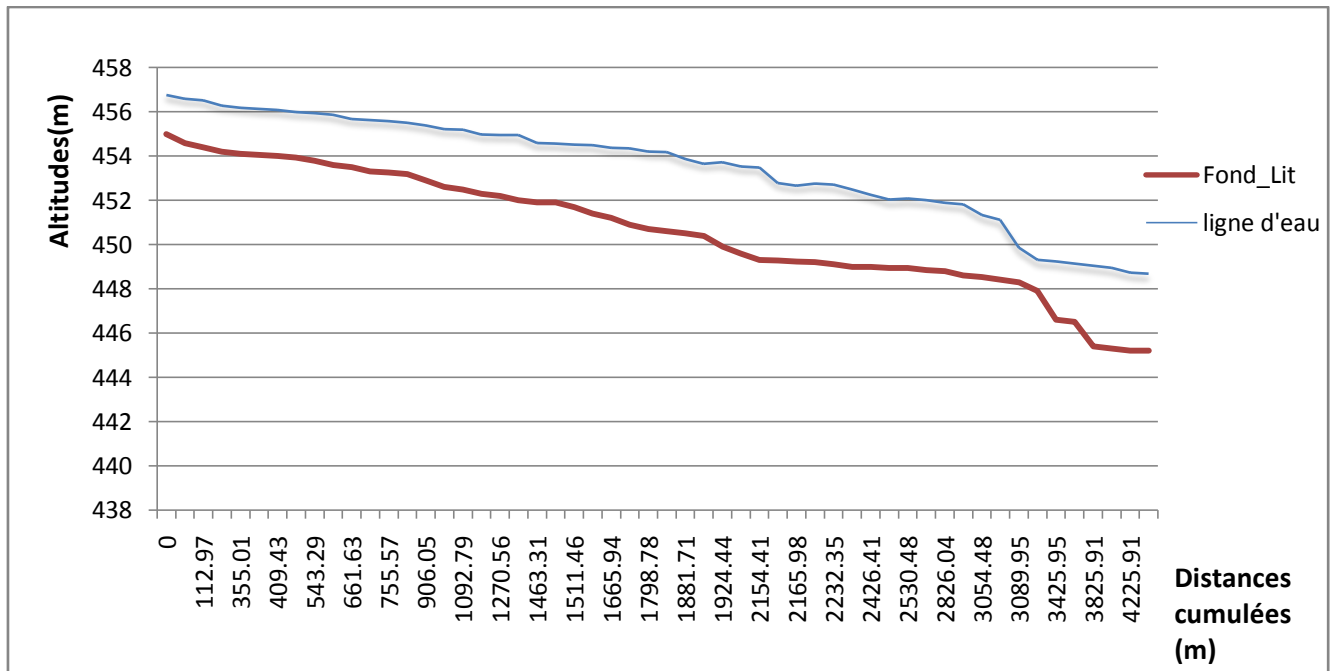


Figure IV.12 : Visualisation de la forme de la ligne d'eau

IV.6.5. CONCEPTION ET AMENAGEMENTS

Après avoir déterminé la hauteur de la ligne d'eau au niveau de chaque section, nous choisissons la hauteur des murs de berges en rajoutant à chaque fois une certaine revanche d'au moins 0.5 m à cette hauteur de ligne d'eau.

Les hauteurs des digues sont quant à elles, de trois mètres pour tous les tronçons car si une digue dépasse cette hauteur, il devient plus économique de mettre des murs en béton. Cela a été pris en considération lors du choix des aménagements.

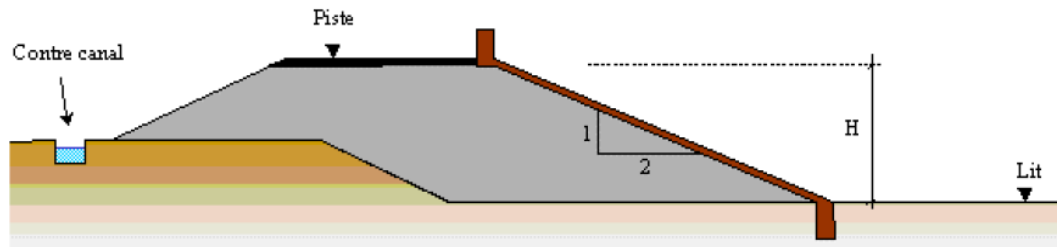


Figure IV.13 : Coupe type d'une digue

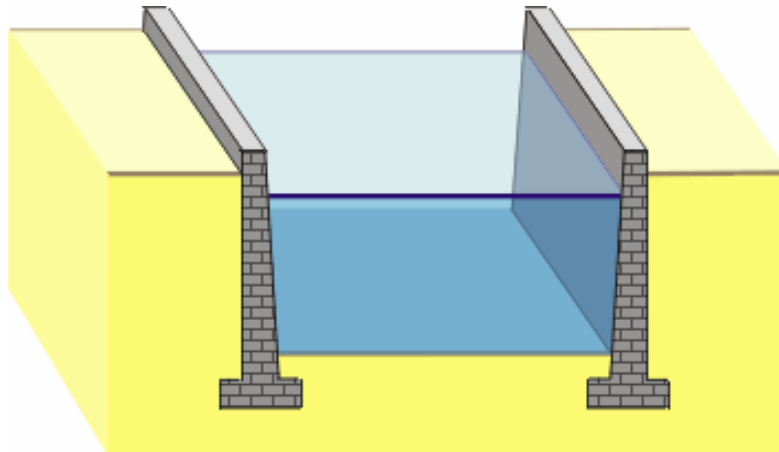


Figure IV.14 : Tronçon recalibré avec des murs

Les hauteurs des murs sont présentées en détails dans l'annexe 09.

CHAPITRE V : CALCULS GENIE CIVIL

V.1. INTRODUCTION

Les murs de soutènement ont fait l'objet de nombreux accidents, il convient donc d'adopter une attitude de prudence liée à la difficulté d'appréhender les divers paramètres qui interviennent dans la stabilité de ces ouvrages.

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la partie manquante à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé.

Les murs de soutènement, quel que soit leur type, doivent en principe être drainés, car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage et modifie la "consistance" du matériau en le fluidifiant.

V.2. PRE DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement d'un mur de soutènement et les vérifications à effectuer demandent, s'ils sont faits « au hasard », une succession de calculs longs et itératifs. Il est donc important de pré dimensionner le mieux possible l'ouvrage à étudier, pour arriver de la façon la plus rapide aux résultats convenables, sans trop de tâtonnements.

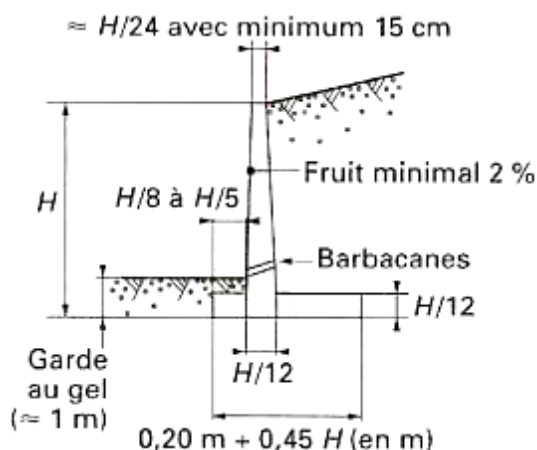


Figure V.1 : Pré dimensionnement d'un mur de soutènement

V.3. CARACTERISTIQUES DU SOL

V.3.1. sol de fondation

Les caractéristiques du sol de fondation sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-1 : Caractéristiques du sol de fondation

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Epaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1.	s	0,00	-	0,00	32,00	18,00

V.3.2. sol en amont

Les caractéristiques du sol en amont sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-2 : Caractéristiques du sol en amont

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Epaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1	s2	350,00	300,00	0,00	32,00	20,00

V.3.3. sol en aval

Les caractéristiques du sol en aval sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-3 : Caractéristiques du sol en aval

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Epaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1	s1	150,00	150,00	0,00	32,00	18,00

La figure suivante représente le mur ainsi que les sols se trouvant à l'amont et à l'aval de ce mur :

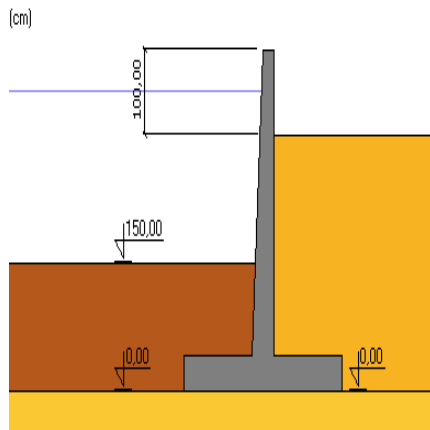


Figure V.2 : Sol en amont et en aval

V.4. Application

Ce chapitre est rédigé dans le but de justifier les dimensions et les sections des éléments concernant l'ossature du mur de soutènement en béton armé pour une hauteur $h=4\text{m}$. Le calcul se fera pour un élément de longueur $L=12\text{m}$. L'effet sismique n'a pas été pris en considération, vu que la wilaya de Ghardaïa est classée en zone sismique 0 avec une sismicité insignifiante.

V.4.1. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de mur sont présentées ci-dessous :

- Epaisseur de la semelle : 0.40 m.
- Forme : Rectangulaire
- Longueur totale d'un élément en plan : 12.0m
- Largeur de la semelle : 3.0m
- Profondeur d'ancrage : 1.5 m
- Epaisseur inférieur du voile : 0.4 m
- Epaisseur supérieur : 0.2m
- Section du voile : trapézoïdale
- Maillage des barbacanes : 1.00 * 1.00 m
- Diamètre Nominal (DN) : 0.10m

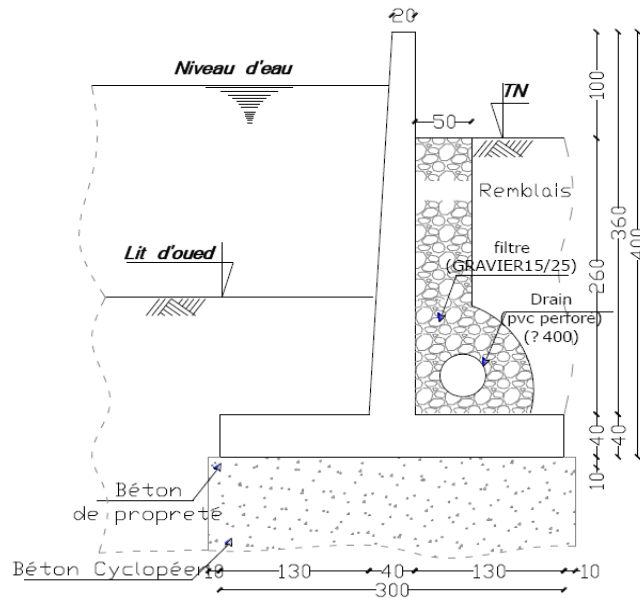


Figure V.3 : Caractéristiques géométriques du mur de soutènement

V.4.2. Paramètres de calcul

Les paramètres pris en considération lors des calculs sont :

MATERIAU :

- **BETON:** Classe C25/30, $f_{c28} = 25,00$ (MN/m²)
Poids volumique = 24,00 (kN/m³)

OPTIONS :

- Calculs suivant la norme: béton: BAEL 91 mod. 99
sols: DTU 13.12
- Agressivité du milieu: très agressif
- Dimensionnement :
 - Glissement $g = 1,200$
 - Renversement $g = 1,300$

V.4.3. Resultats des calculs geotechniques

Poussée et butée des terres : équilibre

Coefficients de poussées et butées limites et équilibres pour les sols:

Angle d'inclinaison moyen du talus $\varepsilon = 0,00$ (Deg)

Angle d'inclinaison du voile $\beta = 0,00$ (Deg)

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \cdot (\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

Sol en amont

Les résultats des calculs pour le sol en amont sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-4 : Résultats des calculs pour le sol en amont

N°	No m du sol	Niveau [cm]	Angle de frottement [Deg]	Ka	Ko	Kp
1.	s2	300,00	32,00	0,275	0,470	3,255

Sol en aval

Les résultats des calculs pour le sol en aval sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-5 : Résultats des calculs pour le sol en aval

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Angle de frottement [Deg]	Ka	Ko	Kp
1.	s1	150,00	32,00	0,329	0,470	3,048
2.	s1	350,00	32,00	1,000	1,000	1,000

Cas simples

Les résultats des calculs pour les cas simples sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-6 : Résultats des calculs pour cas simples

N°	Cas	x (m)	y (m)	Px (kN/m)	Py (kN/m)	Description
1.	PM	1,52	0,32	0,00	-54,72	Poids mort du composant béton
2.	P'a	1,32	0,50	5,98	-0,18	Poussée exercée par le matériau aval
3.	P'T	0,65	0,28	0,00	-16,18	Poids du prisme côté aval
4.	Pa	2,02	1,00	-39,41	-15,39	Poussée exercée par le matériau amont
5.	PT	2,35	0,28	0,00	-67,60	Poids du prisme stabilisateur
6.	W	2,38	1,17	60,09	9,35	Pression hydrostatique

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

- Combinaison dimensionnante :
 $1,000*PM + 1,000*P'a + 1,553*Pa + 1,000*P'T + 0,900*PT + 1,000*W$
- Charge dimensionnante réduite: $N = -146,46$ (kN/m) $My = -53,32$ (kN*m) $Fx = 4,89$ (kN/m)
- Moment de renversement: $Mo = 112,68$ (kN*m)
- Moment empêchant le renversement de la fondation: $Muf = 387,65$ (kN*m)
- Coefficient de sécurité: $3,440 > 1,300$

VERIFICATION AU GLISSEMENT

- Combinaison dimensionnante :
 $1,000*PM + 1,000*P'a + 1,000*Pa + 1,000*P'T + 1,000*PT + 1,000*W$
- Charge dimensionnante réduite:
 $N = -144,72$ (kN/m) $My = -67,68$ (kN*m) $Fx = 26,66$ (kN/m)
- Dimensions équivalentes de la semelle: $A = 287,59$ (cm)
- Coefficient de frottement:
 - du sol (position du sol): $f = 0,410$

- Coefficient de réduction de la cohésion du sol = 0,000 %
- Cohésion: $C = 0,00$ (kN/m²)
- Valeur de la force de glissement: $Q_{tr} = 26,66$ (kN/m)
- Valeur de la force empêchant le glissement du mur:

$$Q_{tf} = N * f + C * A$$

- au niveau du sol: $Q_{tf} = 59,33$ (kN/m)

- Coefficient de sécurité: $2,226 > 1,200$

CHAPITRE VI : PLANIFICATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

VI.1. INTRODUCTION

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

Elle consiste donc à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

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

VI.2. TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE

VI.2.1. INSTALLATIONS DESTINEES AU PERSONNEL

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

VI.2.2. INSTALLATIONS DESTINEES AU STOCKAGE DES MATERIAUX

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

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

VI.2.3. INSTALLATIONS DESTINEES A LA REPARATION DES ENGINES

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.

VI.2.4. TRAVAUX PREPARATOIRES

Ils consistent en :

- La mise en place des pistes et accès au site ;
- La préparation des zones d'emprunts pour les endiguements ;
- Le déboisement et le décapage de la couche végétale du site des digues.

VI.3.PLANIFICATION

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

- L'installation des postes de travail ;
- Des observations instantanées ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

VI.3.1.ETAPES DE LA PLANIFICATION

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

- **COLLECTE DES INFORMATION**

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

- **DECOMPOSITION 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.

- **RELATION ENTRE LES TACHES**

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.

VI.3.2.DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne escient de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ✓ le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- ✓ le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- ✓ faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.3.3. LES PLANNINGS

Tableau VI-1 : Planning du matériel nécessaire

DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	QT planning	Rendement / jour	Total jours	Désignation
TRAVAUX DE TERRASSEMENT					
Déblais en terrain meuble en tranchée	m3	24 975.00	960.50	26.00	01 Pelle + 02 camions
Déblais en terrain meuble autres qu'en tranchée	m3	119 817.55	1 000.00	120.00	01 Pelle + 04 camions
Remblai tout-venant R1 pour le corps des digues de protection	m3	163 440.61	800.00	204.30	04 camion a benne + 01 niveleuse + 01 Camion citerne + 01 compacteur + 01 bull + 01 pelle
Enrochement de protection E	m3	9 734.86	150.00	64.90	01 Pelle
Géotextile	m2	38 765.74	600.00	65.00	Rétro-chargeur
coffrage voile	m2	38 193.19	1 468.97	26.00	01 Pelle

Tableau VI-2 : Planning personnel

Taches	Unité	QT planning	Rendement/ JOUR	Total jours	Désignation et nombre d'agents
Coffrage					
coffrage radier	m2	5 474.81	33.80	162	(02 coffreurs + 03 manœuvres)
coffrage voile	m2	38 193.19	157.17	243	(02 coffreurs + 04 manœuvres)
Ferraillage					
Ferraillage radier	KG	606 214.13	3 879.15	192	(04 ferrailleurs+ 04 manœuvres) * 3
Ferraillage voile	KG	586 104.75	2 473.02	237	(04 ferrailleurs + 04 manœuvres) * 2
Bétons					
Fourniture et pose du béton armé dosé à 400 kg/m3 pour les radiers	m3	7 359.30	179.50	41	(01 coffreur + 02 maçon + 04 manœuvres)*2
Fourniture et pose du béton armé dosé à 400 kg/m3 pour les voiles	m3	7104.3	48.00	148	(01 coffreur + 02 maçon + 04 manœuvres)*2
Fourniture et pose du béton cyclopéen avec ciment HTS dosé à 350 kg/m3	m3	9 900.00	202.04	49	(01 coffreur + 02 maçon + 04 manœuvres)*2
fourniture et pose béton de propreté C 15/2	m3	582.75	116.55	5	(01 coffreur + 02 maçon + 04 manœuvres)*2
Fourniture et pose des joints en polystyrène	m2	651.80	100.00	7	01 manœuvre
Imprégnation des parois des ouvrages en béton de flintkoat	m2	14 000.00	58.33	240	01 manœuvre
Enrochement de protection E	m3	9 734.86	150.00	65	06 manœuvres
Géotextile	m2	38 765.74	600.00	65	02 manœuvres

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ayant pour but de protéger la vallée du M'Zab contre les crues, le présent document traite la partie concernant le recalibrage d'un tronçon de l'oued M'Zab délimité par le pont de Boussalem à l'amont et la digue d'El Atteuf à l'aval.

Afin de pouvoir recalibrer le cours d'eau étudié, nous devons donc déterminer la ligne d'eau tout le long du tronçon pour un certain débit de projet, pour pouvoir ensuite déduire, à l'aide de la topographie du terrain le type d'aménagement le plus approprié à mettre en place.

Pour ce qui est des résultats des calculs hydrauliques obtenus à l'aide du logiciel HECRAS, nous remarquons qu'ils suivent une certaine logique, c'est-à-dire que la ligne d'eau augmente lorsqu'il y a un rétrécissement ou une diminution de la pente, et qu'elle diminue lorsqu'il y a un élargissement ou une augmentation de la pente.

Nous avons toutefois rencontré quelques contraintes durant la réalisation de ce travail parmi lesquelles nous pouvons citer:

- L'absence de données hydrométriques dans la région étudiée.
- La maîtrise des deux logiciels utilisés (COVADIS et HEC-RAS) qui a nécessité énormément de temps.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Amara, R.** (2004). « Approche par simulation numérique d'un tronçon aval de l'oued Seybouse en vu de la protection de la ville Annaba contre les inondations »
Mémoire de fin d'étude, ENP- Algérie.
- APD** (l'avant projet détaillé) de la DHW de Ghardaïa.
- Carlier, M.** (1986). « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles.
- Debiane, K.** (2008) « Cours sur le logiciel HEC-RAS ». Cabinet Telesystems, Rabat, MAROC.
- Degoutte, G.** (2001). « Hydraulique et hydrodynamique fluviale ». ENGREF
- Geomedia, S.A** Editeur de logiciels initiation a COVADIS
- Graf, W. H. & Altinakar, M. S.** (1993), Hydraulique fluvial, Tome I « Ecoulement permanent uniforme et non uniforme ». Edition. Presses Polytechnique et universitaires Romandes, Lausanne.
- Graf, W. H.** (1996), Hydraulique fluvial, Tome II « Ecoulement non permanent ». Edition. Presses Polytechnique et universitaires Romandes, Lausanne.
- Hammouche, A.** (2003). « Simulation hydrodynamique des crues –Cas de l'Oued Soummam- »Thèse de Magister, Université Mira de Bejaia, Algérie.
- Ider, K.** (2004). « Modélisation hydrodynamique d'un cours d'eau –Application a l'Oued Soummam » Thèse de Magister, ENP- Algérie, INRIA- France.
- Kherbache, K.** (2004), « Contribution à l'élaboration d'un modèle hydrodynamique par la méthode des volumes finis ». Mémoire de fin d'étude, ENP- Algérie.
- Laborde, J.P.** (2000). « Eléments d'hydrologie de surface ». [Internet]
Chapitre sur les bassins versants et sur les méthodes d'étude des crues.
- Remenieras, G.** (1972). « L'hydrologie de l'ingénieur ». Editions Eyrolles.
P 413- 444 Etude des crues et prédétermination de leur débit maximum probable.
- Roche, M.** (1989). « Dictionnaire français de l'hydrologie de surface ».

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Salhi, A.A. (2004). « Etude de l'évacuateur de crue du barrage de transfert du Chéouli ».

Mémoire de fin d'étude, ENP- Algérie.

Chapitre III sur les méthodes de prédétermination des débits de crues.

Webographie:

<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0001/travaux/optsee/hym/13/vasi.htm>

<http://www.sciences.univ->

[nantes.fr/physique/perso/aloui/m_numeri/51innume/51innume.htm#1](http://www.sciences.univ-nantes.fr/physique/perso/aloui/m_numeri/51innume/51innume.htm#1)

www.univ-mlv.fr/lpmdi/RHE/Ercb/cours%20Suspensions%20coloidales.pdf

[www.sciences.univ-nantes.fr/animation/Mesures in situ en hydraulique à surface libre -](http://www.sciences.univ-nantes.fr/animation/Mesures%20in%20situ%20en%20hydraulique%20a%20surface%20libre)

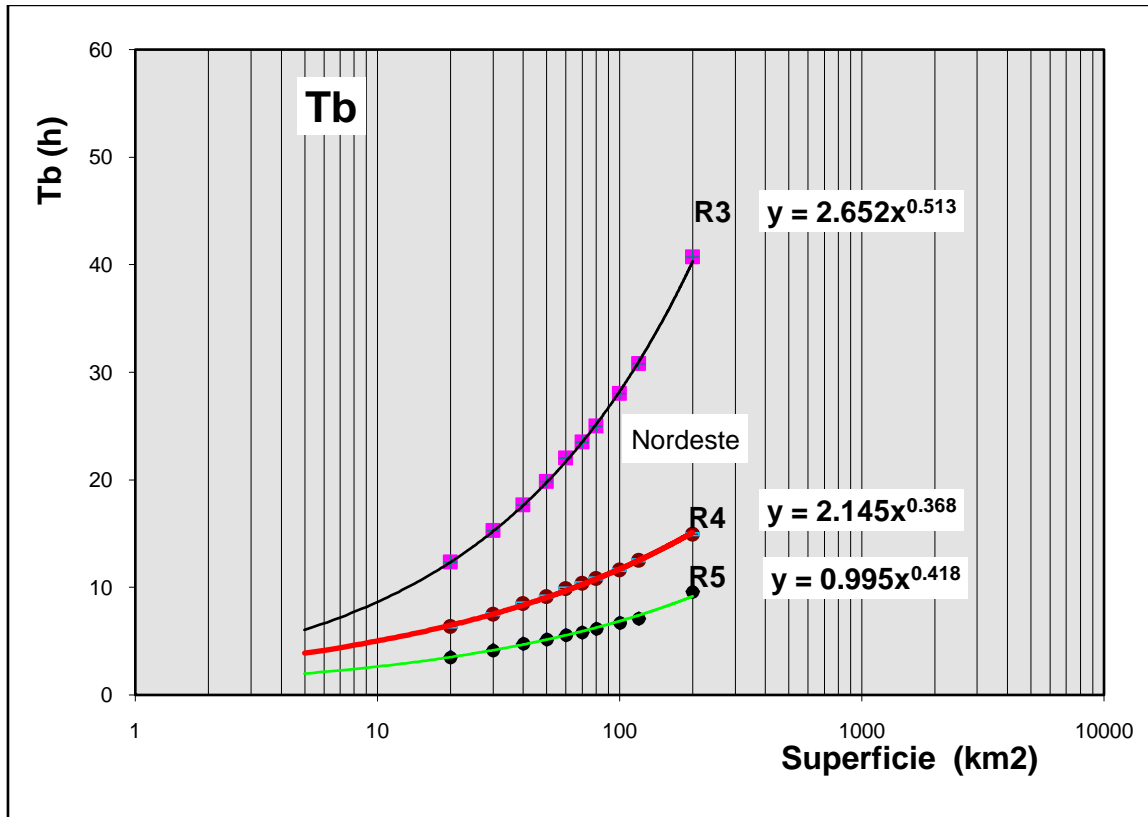
<http://www.tmis-conseil.com>

[Techniques de l'ingénieur.htm.](http://www.tmis-conseil.com)

ANNEXES

Annexe 01 : Temps de base (heures) de la crue centennale à Ghardaïa en fonction de la superficie A (km²) et de la classe du relief R :

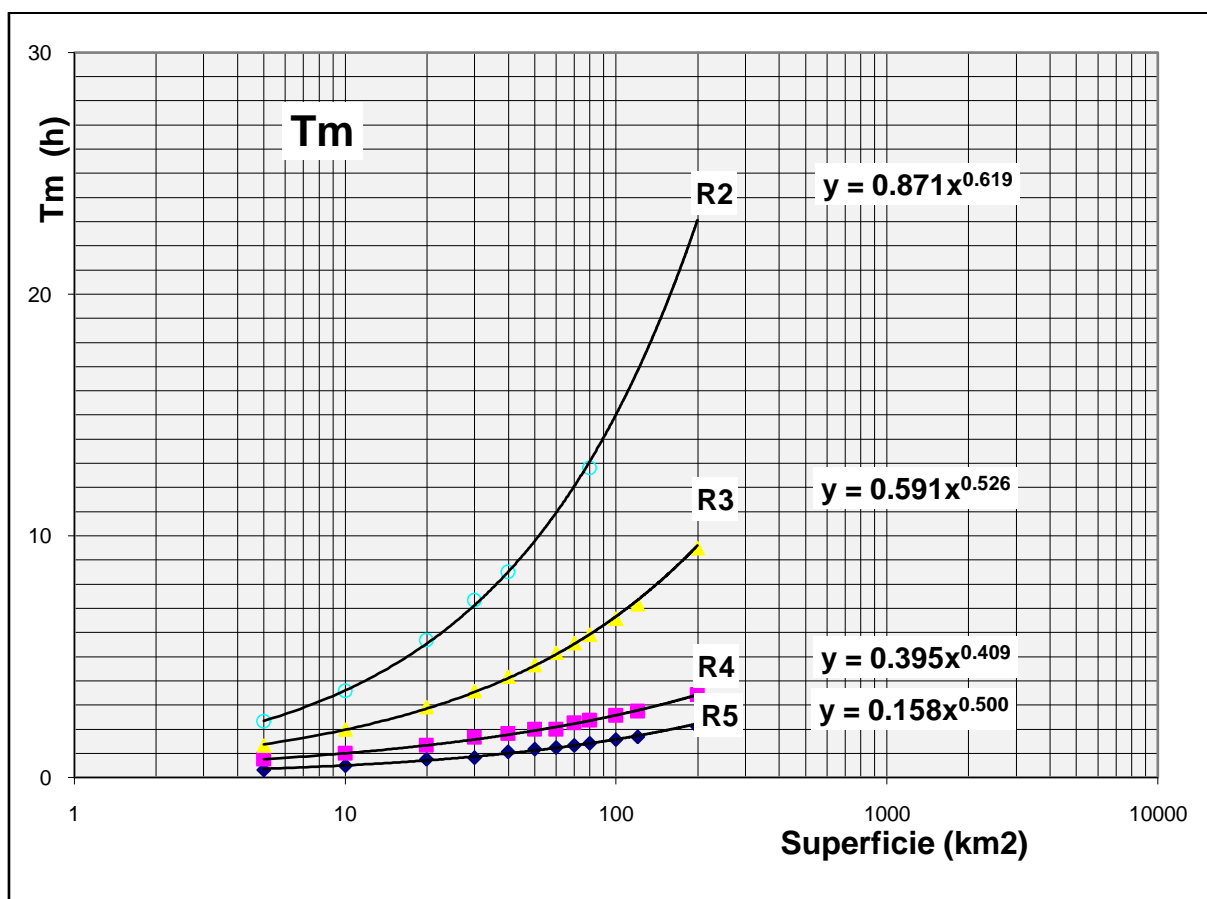
A	20	30	40	50	60	70	80	100	120	200
R5	3.50	4.15	4.75	5.15	5.55	5.80	6.15	6.70	7.10	9.60
R4	6.33	7.50	8.45	9.10	9.85	10.33	10.80	11.60	12.50	14.90
R3	12.33	15.25	17.66	19.80	22.00	23.50	25.00	28.00	30.80	40.70



ANNEXES

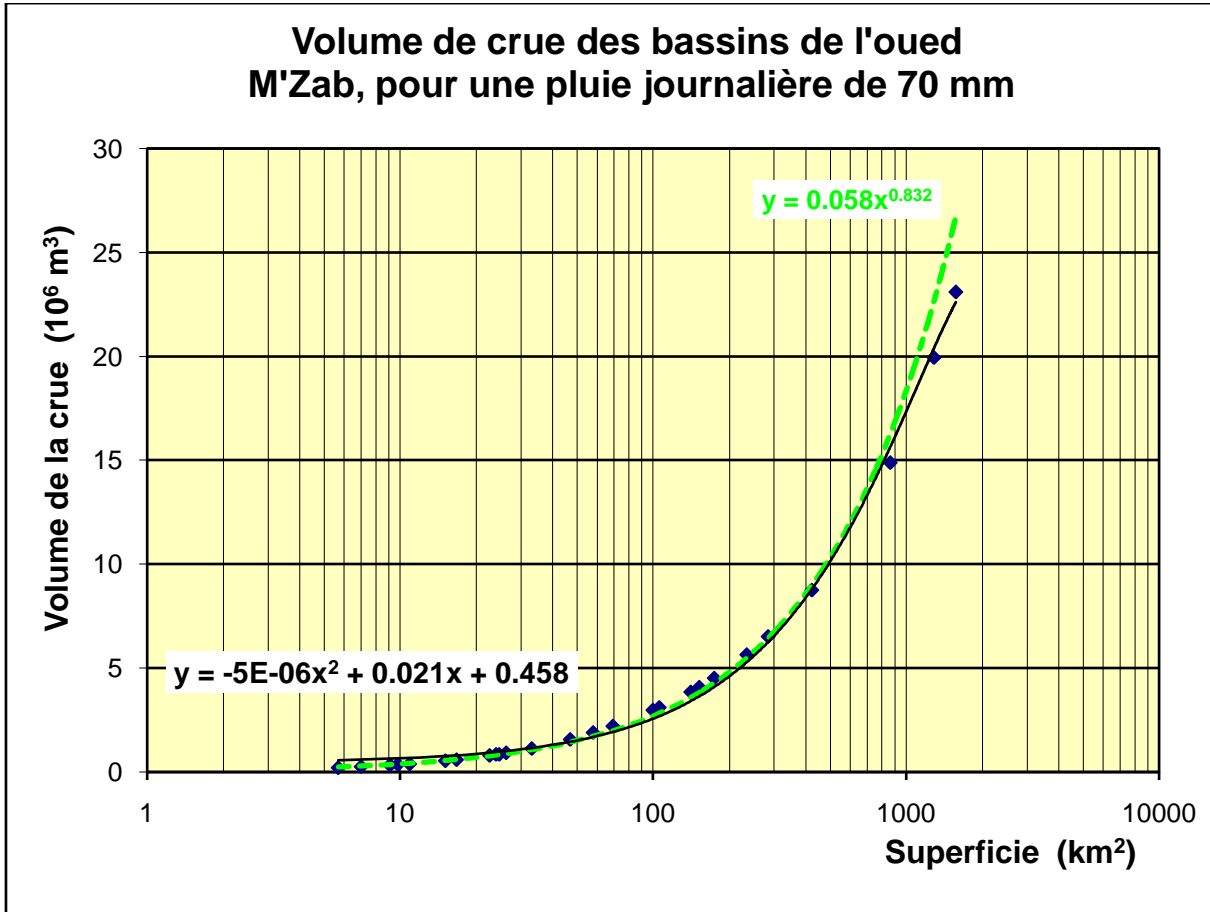
Annexe 02 : Temps de montée (heures) de la crue centennale à Ghardaïa en fonction de la superficie **A** (km²) et de la classe de relief **R** :

A	5	10	20	30	40	50	60	70	80	100	120	200
R5	0.33	0.5	0.75	0.83	1.08	1.17	1.25	1.33	1.42	1.58	1.68	2.10
R4	0.75	1	1.33	1.67	1.83	2	2	2.25	2.36	2.58	2.75	3.43
R3	1.33	2	2.92	3.58	4.17	4.67	5.17	5.58	5.92	6.58	7.17	9.5



ANNEXES

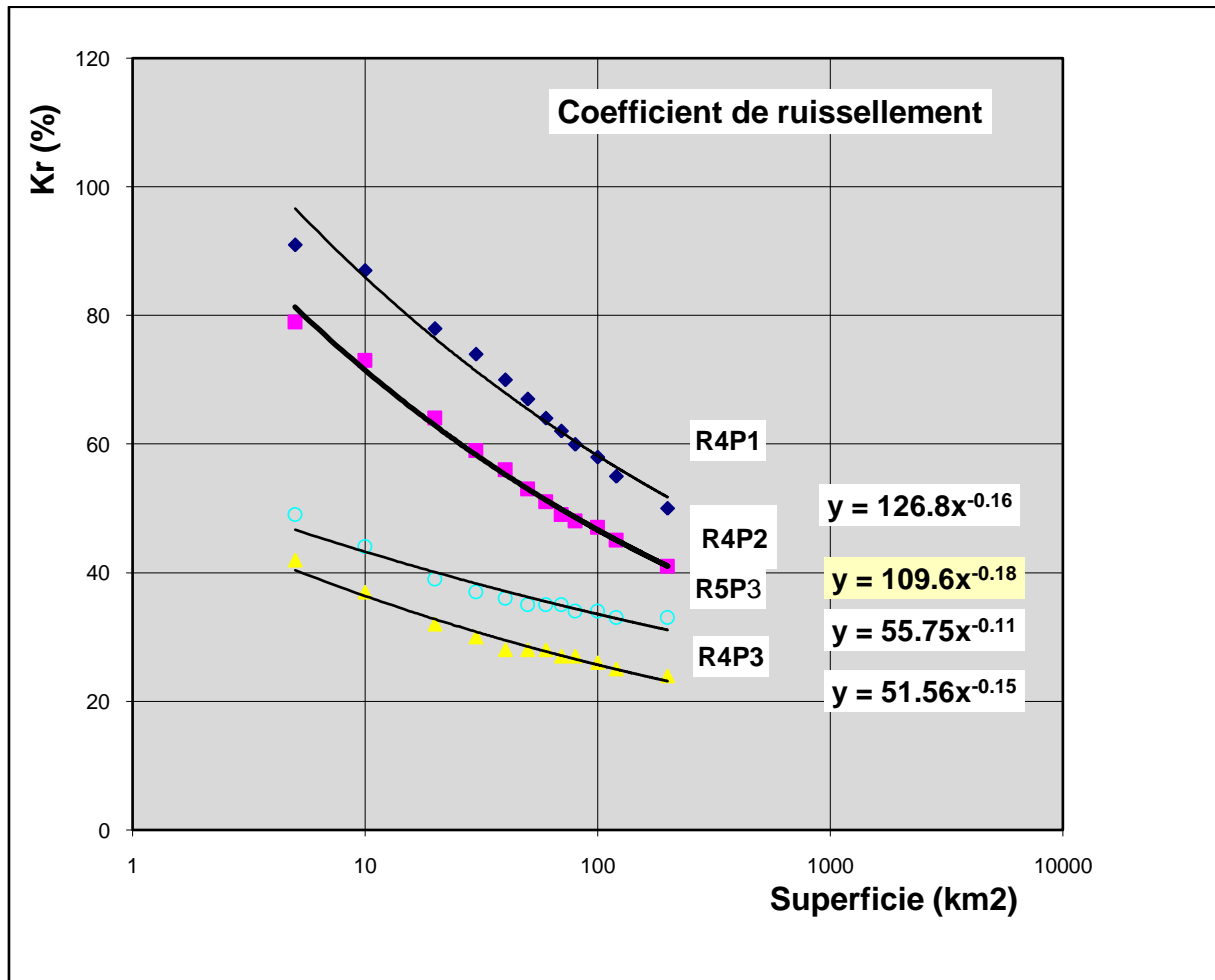
Annexe 03 : Volume de crue des bassins de l'oued M'Zab, pour une pluie journalière de 70mm



ANNEXES

Annexe 04 : Coefficient De Ruissellement K_r Applicable A Une Pluie Journalière Centennale

A(km ²)	5	10	20	30	40	50	60	70	80	100	120	200
R4P1	91	87	78	74	70	67	64	62	60	58	55	50
R4P2	79	73	64	59	56	53	51	49	48	47	45	41
R5P3	49	44	39	37	36	35	35	35	34	34	33	33
R4P3	42	37	32	30	28	28	28	27	27	26	25	24



ANNEXES

Annexe 05 : Valeurs du coefficient de pointe « a »

	A (km ²)	TmR4(h,10)	Tb R4 (h,10)	Kr R4 P2	Ka	V (10 ⁶ m ³)	Qmoy (m ³ /s)	a	Qmax (m ³ /s)
Zone Moussa	5.7	0.80	2.79	56.9	1.00	0.23	22.6	2.6	59
Akdham b A	7.0	0.87	2.90	55.1	1.00	0.27	25.9	2.6	67
Lathem	9.1	0.97	3.08	52.9	1.00	0.34	30.5	2.6	79
Lahdhira b T	9.8	1.00	3.13	52.3	1.00	0.36	31.8	2.6	83
Garet et Tam	10.9	1.05	3.22	52.2	0.99	0.39	34.1	2.6	89
Zone El Atteuf	15.1	1.20	3.62	52.0	0.98	0.54	41.4	2.6	108
El Abiod E-HBN	16.7	1.25	3.77	51.9	0.98	0.59	43.8	2.6	114
Argdeïd	22.6	1.41	4.33	51.5	0.98	0.80	51.2	2.6	133
Azouil	24.0	1.45	4.46	51.4	0.98	0.85	52.7	2.6	137
Benghanem	24.6	1.46	4.52	51.4	0.98	0.87	53.3	2.6	139
El Abiodh HBN-B	26.3	1.50	4.68	51.3	0.98	0.93	54.9	2.6	143
Bou Brick	33.2	1.65	5.34	50.9	0.97	1.15	59.6	2.7	161
Touzouz	47.0	1.90	6.65	50.0	0.96	1.58	66.1	2.7	178
Lahdhira HA-A	57.9	2.07	7.69	49.3	0.95	1.90	68.5	2.8	192
Lahdhira A-B	69.2	2.23	8.77	48.6	0.94	2.21	70.0	2.9	203
"100"	100	2.59	11.70	46.7	0.92	2.99	71.1	3.1	221
Lahdhira HSbA	106	2.65	11.95	46.2	0.91	3.13	72.7	3.1	227
N'Tissa	141	2.98	13.27	43.8	0.90	3.87	81.0	3.2	258
El Abiodh El B-E	152	3.07	13.64	43.2	0.89	4.09	83.3	3.2	267
El Kelakh	174	3.25	14.34	42.1	0.88	4.53	87.7	3.2	284
El Abiodh belkhas	234	3.67	15.99	39.8	0.86	5.64	98.0	3.3	324
BV Ghardaïa	284	3.97	17.18	38.4	0.85	6.52	105	3.4	354
El Haïmeur dbd	423	4.67	19.89	35.7	0.83	8.76	122	3.5	422
El Abiodh dbd	866	6.26	25.89	31.3	0.79	14.9	160	3.6	579
M'Zab dbd	1289	7.37	29.98	29.0	0.76	20.0	185	3.7	688
M'Zab El Atteuf	1573	7.99	32.26	28.0	0.75	23.1	199	3.8	749

ANNEXES

Annexe 06 : Evaluation Des Débits Maximums De Fréquence Centennale De L'oued M'Zab.

Application d'équations De Type Myer : Débit De Pointe En Fonction De La Superficie
 $Q_{max100} = aA^n$

1 : Equation Sud Maroc, $a = 2$ $n = 0,8$ et $Q_{100} = 2,2 * Q_{10}$ (Cf. Dujardin et Lavorel, 1984).

2 : Courbe choisie dans l'ensemble des bassins du Sahel (Cf. Méthode Puech et Gonni, 1984 - Choix d'auteur).

3 : Médiane des résultats (2), avec $a = 9,6$ $n = 0,59$ (cf. Puech et Gonni, 1984 – Choix d'auteur).

Bassin versant	A km ²	1 m ³ /s	2 m ³ /s	3 m ³ /s
Zone Moussa	5.7	17.7	18.6	26.8
Akdham b A	7.0	20.9	21.3	30.3
Lathem	9.1	25.7	25.2	35.3
Laadhira b T	9.8	27.3	26.5	36.9
Garet et Tam	10.9	29.7	28.3	39.3
Zone El Atteuf	15.1	38.6	35.0	47.6
El Abïodh E-HBN	16.7	41.8	37.4	50.5
Argdeïd	22.6	53.3	45.5	60.4
Azouil	24.0	55.9	47.3	62.6
Benghanem	24.6	57.0	48.1	63.5
El Abïodh HBN-B	26.3	60.2	50.2	66.1
Bou Brick	33.2	72.5	58.5	75.8
Touzouz	47.0	95.7	73.3	93.1
Laadhira HA-A	57.9	113	83.9	105
Laadhira A-B	69.2		94.2	117
"100"	100		120	145
Laadhira HSbA	106		124	150
N'Tissa	141		150	178
El Abïodh El B-E	152		157	186
El Kelakh	174		172	201
El Abïodh Belkhassem	234		208	240
BV Ghardaïa	284		236	269
Laadhira dbd	423		306	340
El Abïodh dbd	866		487	519
M'Zab dbd	1289		631	657
M'Zab El Atteuf	1573		718	738

ANNEXES

Annexe 07 : Evaluation des débits maximums de l'oued M'Zab par les courbes enveloppes de Francou et Rodier (1967)

Bassin versant	A	5	K	K	K	K	K	K	K
	km²	m³/s	3.4	3.5	3.55	3.6	3.7	3.8	3.9
Laadhira HSbA	106	150	114	131	140	150	172	198	227
N'Tissa	141	178	138	157	168	180	206	236	270
El Abiodh El B-E	152	186	145	165	177	189	216	247	282
El Kelakh	174	201	158	180	193	206	235	269	307
El Abiodh Belkhassem	234	240	192	219	233	249	284	323	367
BV Ghardaïa	284	269	218	248	264	282	320	364	414
Laadhira dbd	423	340	284	321	342	364	412	466	527
El Abiodh dbd	866	519	456	512	543	575	647	727	816
M'Zab dbd	1289	657	593	663	702	742	831	930	1041
M'Zab El Atteuf	1573	738	676	755	798	843	942	1052	1175

ANNEXES

Annexe 08 : Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfaits	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,010	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,010	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,020	0,025	0,030
Pierres sèches	0,025	0,030	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisses	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
B) Cours d'eau naturels				
1) propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

ANNEXES

Annexe 09 : Hauteur des murs de berges

SECTION	DISTANCE (m)	GAUCHE (m)	DROITE (m)	Largeur (m)	Cote TNg (m)	Cote TNd (m)	Cote Fond (m)	COTE ligne d'eau(m)	Haut ligne d'eau(m)	Haut Mur Réel(m)
1	0	0	0	115.59	457.6	457.7	455	456.76	1.76	
2	51.6	58.3	44.69	100.95	457.1	457	454.6	456.6	2	
3	61.37	71.47	52.25	119.57	457.6	457.1	454.4	456.53	2.13	
4	199.87	203.88	194.21	138.42	455.2	456.8	454.2	456.28	2.08	
5	42.17	48.39	51.3	126.92	455.3	457	454.1	456.2	2.1	
6	22.78	22.78	23.14	118.96	454.4	456	454.05	456.13	2.08	
7	31.64	32.88	39.23	136.86	456.6	456.4	454	456.09	2.09	
8	97.39	97.54	97.4	153.12	455	455.9	453.94	455.99	2.05	
9	36.47	44.05	18.92	147.5	455	455.3	453.8	455.95	2.15	3
10	56.82	65.7	43.08	115.32	454.65	454.65	453.6	455.87	2.27	3
11	61.52	61.37	64	96.3	456	453.9	453.5	455.69	2.19	3
12	44.8	48.84	41.56	100.16	454.35	454.4	453.3	455.64	2.34	3
13	49.14	63.61	27	110.25	454	454.5	453.25	455.59	2.34	3
14	35.72	39.83	31.27	98.45	454	454.9	453.2	455.51	2.31	3
15	114.76	113.37	116.71	98.42	454.3	454	452.9	455.39	2.49	3
16	118.4	125.03	113.15	80.1	454.1	453	452.6	455.23	2.63	3.5
17	68.34	68.34	79.3	120.95	453.8	454	452.5	455.19	2.69	3.5
18	132.8	144	117.8	77.52	453.9	454	452.3	454.99	2.69	3.5
19	44.97	44.65	45.91	88.18	454.2	454.5	452.2	454.97	2.77	3.5
20	35.15	44.97	35.21	89.31	453.2	454	452	454.95	2.95	3.5
21	157.6	174.28	147.83	55.9	452.9	452.5	451.9	454.6	2.7	3.5
22	7.09	7.1	7	55.81	452.7	454.5	451.9	454.58	2.68	3.5
23	41.06	41.26	43.24	67.1	454.3	454.6	451.7	454.52	2.82	3.5
24	62.28	72.37	53.1	87	453.5	453.6	451.4	454.51	3.11	4
25	92.2	111.4	72.52	62.31	453	452.4	451.2	454.37	3.17	4
26	37.8	38.13	37.8	63.66	451.5	453.2	450.9	454.35	3.45	4
27	95.04	106.14	84.6	52.16	452.7	453	450.7	454.2	3.5	4
28	20.56	25.12	16.2	51	451.5	453	450.6	454.18	3.58	4.5
29	62.37	68.92	62.7	36.53	452.7	451	450.5	453.87	3.37	4
30	21.71	19.02	25	32.43	453.4	450.5	450.4	453.66	3.26	4
31	21.02	18.1	23.24	33.07	450.7	450.6	449.9	453.72	3.82	4.5
32	178.18	172.54	185.1	47.34	451.6	452.5	449.6	453.54	3.94	4.5

ANNEXES

Annexe 09 (suite): Hauteur des murs de berges

33	51.79	53	50.64	45.62	450.2	451.5	449.3	453.5	4.2	5
	4.57	4.57	4.57	48	450.2	451.2	449.29	452.8	3.51	4
	7	7	7	48	450.2	451.2	449.22	452.68	3.46	4
34	4.57	4.57	4.57	51.19	452.2	450.9	449.2	452.76	3.56	4
35	61.8	58.74	68.67	55.67	450.2	451.4	449.1	452.71	3.61	4
36	70.26	70.1	71.6	41.8	451.9	451.29	449	452.5	3.5	4
37	123.8	120.06	127.2	47.93	450.6	450.6	449	452.26	3.26	4
38	76.42	73.78	80.26	44.9	450	449.2	448.95	452.03	3.08	4
39	27.65	29.54	31.1	64.58	450.5	451	448.94	452.08	3.14	4
40	95.82	92.02	100	73.65	450	450.5	448.85	452.01	3.16	4
41	199.74	205.85	194.45	88.35	450	448.9	448.8	451.89	3.09	4
42	199.97	201.75	199	110.23	449.8	449.7	448.6	451.82	3.22	4
	28.47	28.47	28.47	126	449.8	449.1	448.53	451.34	2.81	3.5
	7	7	7	126	449.8	449.1	448.42	451.12	2.7	3.5
43	28.47	28.47	28.47	142.37	449.8	448.5	448.3	449.87	1.57	
44	136	143.55	129.6	135.99	449.6	449	447.9	449.32	1.42	
45	200	200	200	133.35	449.6	448.5	446.6	449.25	2.65	3.5
46	199.96	206.5	193.46	121.42	448.5	448.5	446.5	449.15	2.65	3.5
47	200	200	200.66	90.43	447.6	447.9	445.4	449.06	3.66	4.5
48	200	198.72	201.6	75.24	447.4	448.2	445.3	448.96	3.66	4.5
49	200	197.07	201.86	54.91	447	446.2	445.2	448.74	3.54	4
50	199.38	193.03	208.9	87.7	446.6	447.5	445.2	448.69	3.49	4