

REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU



FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

Département de Génie Civil

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

Pour l'obtention du diplôme de master en génie civil
Option Constructions Hydrauliques et Aménagements

THEME
SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DE LA
VALLEE DES JARDINS

Réalisé par :

Mr. ZIANI Mohamed.
Mr. OUDDANE Ahmed.
Mr. TAKHARBOUCHE Abderrahmane

Dirigé par :

Mr. HAMMOUM.H

Proposé par : AGC

www.agc-dz.com



PROMOTION: 2012 – 2013

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de courage et de bonne volonté pendant tout notre cursus universitaire.

Nous tenons à exprimer nos remerciements à :

- ✓ *Notre promoteur Mr H.HAMMOUM pour ses conseils et précieuses orientations.*
- ✓ *Monsieur M.TOUAT, responsable de la AGC, qui a mis à notre disposition toute la documentation et les informations se rapportant à notre projet sans oublier son équipe de travail (Mr R.BOUZIDA, Mr M.CHEKHAR et aux ingénieurs et techniciens d'entreprise AGC pour leur accueil et leurs manifestations de bonne ambiance et de solidarité, indispensables à un travail de qualité.*
- ✓ *Monsieur N.MOUKHTARI (hydraulicien à l'AGC) et monsieur A. S.ARAIBIA (enseignant à l'UMMTO).*

Nous tenons également à remercier tous les enseignants de département de génie civil (UMMTO) qui nous ont dotés d'un bagage durant notre formation de Master.

Tous les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Merci...

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de remerciement envers :

Ma mère et mon père.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse durant toutes mes années d'études.

Je le dédie également à :

Mes frères et mes sœurs

Mes amis : Hakïm Z, Krimou , Smail , Hakïm O, Hakïm.D, Boudjemaa, Malik , Aris, Rabah , Hassan, Lounes, Lamara , Farid , Djilali , Kamel , Khaled , Merzouk ...

En un mot, à toute ma famille, mes amis(es) et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

MOHAMED

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de remerciement envers :

Ma mère et mon père.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse durant toutes mes années d'études.

Je le dédie également à :

Mes frères et ma sœur

Mes amis : Djamel, Toufik, Boussad O, Hakim D, Marzouk O, Smail, Marzouk S, Amar S, Yazid , Lounes, Ali K, Kamal K, Boudjemaa, Malik , Aris, Lyes ...

En un mot, à toute ma famille, mes amis(es) et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Ahmed.

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de remerciement envers :

Ma mère et mon père.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse durant toutes mes années d'études.

Je le dédie également à :

Mes frères et mes sœurs

Mes amis : Saïd , Ammar , Hakim.D , Boudjemaa , Malik , Aris, Abdennour, Farid , Kamel , Merzouk, Abderrazak, Khaled...

En un mot, à toute ma famille, mes amis(es) et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

ABDERRAHMANE

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	(1)
-----------------------------	-----

CHAPITRE I : L'ETAT DE L'ART

INTRODUCTION.....	(3)
-------------------	-----

I.1 QUELQUES EXEMPLES D'ETUDES SIMILAIRES	(3)
---	-----

1.1 Etude du Plan de Protection Contre les Inondations dans la ville de Nîmes	(3)
---	-----

1.2 Etude de la protection de la ville de Mulhouse contre la crue centennale	(6)
--	-----

1.3 Etude de réhabilitation et d'aménagement du lit de l'oued ALLAGHANE (Commune de TAZMALT, BEJAIA	(9)
---	-----

CONCLUSION	(10)
------------------	------

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION.....	(11)
-------------------	------

II.1 <i>PRESENTATION DU SITE D'ETUDES</i>	(11)
---	------

1.1 PRESENTATION DE LA REGION DE MOSTAGANEM.....	(11)
--	------

1.2 HISTORIQUE DES INONDATIONS DANS LA REGION	(11)
---	------

1.3 SITUATION DE LA VALLEE DES JARDINS	(15)
--	------

1.4 ETAT DES LIEUX	(18)
--------------------------	------

1.5 ACTIVITE DE LA POPULATION DE LA VALLEE DES JARDINS	(18)
--	------

1.6 URBANISATION, ROUTES ET BATIS	(18)
---	------

1.7 STRUCTURES SOCIO-ECONOMIQUES	(19)
--	------

II.2 <i>PRESENTATION DE LA PROBLEMATIQUE</i>	(19)
--	------

2.1 LA PROBLEMATIQUE DES INONDATIONS	(19)
--	------

2.2 CAUSES ET FACTEURS AGGRAVANTS.....	(21)
--	------

II.3 <i>DIAGNOSTIC DU RESEAU D'EAU PLUVIAL EXISTANT</i>	(22)
---	------

3.1 DESCRIPTION DE RESEAU EXISTANT	(22)
--	------

Sommaire

3.2	ETAT DE RESEAU PLUVIAL	(25)
	CONCLUSION	(28)
	<u>CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE</u>	
	<i>INTRODUCTION</i>	(29)
III.1	<i>METHODES DE PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE</i>	(29)
1.1	CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES EXISTENT EN NOMBRE SUFFISANT	(29)
1.2	CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES SONT INSUFFISANTES	(30)
1.3	CAS OU IL N'EXISTE PAS DE DONNEES HYDROMETRIQUES	(30)
III.2	<i>DEFINITION DE L'HYDROLOGIE</i>	(32)
III.3	<i>DEFINITION D'UN BASSIN VERSANT</i>	(33)
III.4	<i>CARACTERISTIQUE MORPHOLOGIQUE DES BASSINS VERSANTS</i>	(34)
4.1	PARAMETRES GEOMETRIQUES	(34)
4.1.1	Superficies et périmètres des sous-bassins versants.....	(34)
4.2	LES CARACTERISTIQUES DE FORME	(35)
4.2.1	L'indice de compacité de Gravellius « Kc »	(35)
4.2.2	Le relief.....	(36)
4.2.3	Le rectangle équivalent.....	(38)
4.2.4	Les indices de pentes.....	(41)
III.5	<i>LES CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE</i>	(44)
5.1	LE CHEVELU HYDROGRAPHIQUE	(44)
5.1.1	La géologie	(44)
5.1.2	Le climat	(44)
5.1.3	La pente du terrain.....	(45)
5.1.4	La présence humaine	(45)
5.1.5	La topologie (structure du réseau et ordre des cours d'eau)	(45)

Sommaire

5.2	LE PROFIL EN LONG	(47)
5.2.1	Longueur du thalweg principal (km)	(47)
5.2.2	la pente moyenne de cour d'eau principale	(48)
5.3	LA DENSITE DE DRAINAGE	(49)
5.4	LE COEFFICIENT DE TORRENTIALITE C_T	(49)
5.5	LE TEMPS DE CONCENTRATION	(50)
5.6	VITESSE DE RUISSELLEMENT	(52)
III.6	<i>CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES</i>	(53)
6.1	DONNEES DISPONIBLES	(53)
6.2	DESCRIPTION DU CLIMAT	(53)
6.2.1	Les facteurs climatologiques pris en considération sont	(54)
6.3	LA PLUVIOMETRIE	(64)
6.3.1	Pluies journalières maximales	(64)
6.3.2	Ajustement des pluies maximales journalières	(64)
6.3.3	Choix de la loi d'ajustement	(65)
6.3.4	Ajustement à la loi de Gumbel et Galton (HYFRAN)	(66)
6.3.5	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	(71)
III.7	<i>ETUDE DES APPORTS</i>	(67)
III.8	<i>ETUDE DES CRUES</i>	(72)
8.1	LES FORMULES EMPIRIQUES POUR LA DETERMINATION DE LA CRUE	(73)
III.9	<i>LES HYDROGRAMMES DES CRUES</i>	(79)
	<i>CONCLUSION</i>	(85)
 <u>CHAPITRE IV : ETUDE HYDRAULIQUE</u>		
	INTRODUCTION	(86)
IV.1	<i>DESCRIPTION DE RESEAU EXISTANT</i>	(86)
IV.2	<i>MODELISATION ET CARTOGRAPHIE DE L'INONDATION</i>	(88)
2.1	LES DONNEES NECESSAIRES	(90)

Sommaire

2.2	PRESENTATION DU LOGICIEL Hec-Ras 4.1	(96)
2.3	PRESENTATION DU LOGICIEL ARC GIS	(97)
2.4	LES DEUX MODULES COMPLEMENTAIRES d'ArcMap	(100)
2.5	COUPLAGE HEC-RAS ET ARC-GIS	(103)
IV.3	MODELISATION DE RESEAU EXISTANT SOUS HEC-RAS	(105)
3.1	GEOMETRIE DE RESEAU	(105)
3.2	DONNEES HYDRAULIQUES	(106)
3.3	EXPLOITATION DES RESULTATS DE MODELISATION	(106)
IV.4	INTERPRETATION DES RESULTATS DE SIMULATION	(108)
4.1	CREATION DE LA CARTE D'INONDATION	(116)
	CONCLUSION	(121)
	ETAPES DE LA MODELISATION AVEC ARC-GIS ET HEC-RAS	(122)
 <u>CHAPITRE V : PRESENTATION DES VARIANTES</u>		
	INTRODUCTION	(149)
V.1	SOLUTIONS APPORTEES	(149)
1.1	VARIANTE 1: (Le tout dans les bassins d'orage	(149)
1.2	VARIANTE 2: (bassin avec débit de fuite vers la galerie projetée)	(155)
1.3	VARIANTE 3: (Tunnel).....	(163)
V.2	EVALUATION FINANCIERE ET COMPARAISON DES COUTS DES VARIANTES	(165)
2.1	VARIANTE 1: (le tout dans les bassins d'orage)	(165)
2.2	VARIANTE 2: (bassins de rétention avec débits de fuite vers la galerie projetée).....	(166)
2.3	VARIANTE 3 : (tunnel seul)	(167)
V.3	RECAPITULATIF DES PRIX DE CHAQUE VARIANTE	(167)
V.4	ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES	(167)
V.5	CHOIX DE LA VARIANTE	(168)
	CONCLUSION	(168)

Sommaire

8.1	ETAPES DE CALCUL	(207)
VI.9	VERIFICATION DU SOUTENEMENT PROVISoire PAR LES SOLLICITATIONS OBTENUES AVEC LE SAP2000	(214)
9.1	LES DIFFERENTS DIAGRAMMES DES EFFORTS APRES LA MODELISATION	(215)
9.2	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUE DU SOUTENEMENT	(217)
9.3	VERIFICATION DE SOUTENEMENT PROVISoire (DEMI-SECTION SUPERIEURE)	(217)
	CONCLUSION.....	(224)
	CONCLUSION GENERALE	(225)

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1: Surfaces et périmètres des sous bassins	(34)
Tableau III.2: Indice de compacité des SBV	(36)
Tableau III.3: Caractéristiques du Rectangle équivalent des bassins-versants	(39)
Tableau III.4 : Caractéristique d'indice de pente des bassins versants	(42)
Tableau III.5 : L'indice de pente global des bassins versants	(42)
Tableau III 6 : L'indice de pente moyenne des bassins versants	(43)
Tableau III.7 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.....	(43)
Tableau III.8: La dénivelée spécifique	(44)
Tableau III.9: Caractéristiques du réseau hydrographique	(47)
Tableau III.10 : Longueur du thalweg principal.....	(47)
Tableau III.11 : La pente moyenne de cour d'eau	(49)
Tableau III.12: Densité de drainage	(49)
Tableau III.13: Le coefficient de torrentialité C_t	(50)
Tableau III.14 : Récapitulatif des Temps de concentration	(52)
Tableau III.15 : Vitesse de ruissellement	(53)
Tableau III.16: Les caractéristiques de la station Mostaganem	(53)
Tableau III.17: Précipitations moyennes et maximales mensuelles et annuelles en (mm) de la période (1976 / 1984) d'après l'O.N.M.	(54)
Tableau III.18 : La distribution des températures d'aire moyennes mensuelles et leurs valeurs extrémales(en °C).....	(56)
Tableau III.19 : L'humidité relative mensuelle	(56)
Tableau III.20 : La tension de vapeur	(57)
Tableau III.21 :L'évaporation	(58)
Tableau III.22 : La durée de l'insolation	(58)
Tableau III.23 : La vitesse du vent (m/s).....	(58)
Tableau III.24 : Direction du vent	(59)
Tableau III.25 : Evaluation des phénomènes secondaires en fonction de nombre de jours	(60)
Tableau III.26 : La nébulosité	(63)
Tableau III.27: Evaporation au niveau du barrage d'oued Fodda (1948-1976)	(64)
Tableau III.28 : Paramètres statistiques de l'échantillon.....	(64)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.29: Les différentes lois d'ajustement.....	(65)
Tableau III.30 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (an)	(69)
Tableau III.31 : Lames d'eau écoulées et apports moyens interannuelles.....	(72)
Tableau III.32 : Les pluies journalières max	(74)
Tableau III.33 : Le coefficient de ruissellement	(75)
Tableau III.34 : Débits de crues au bassin versant n°1.....	(76)
Tableau III.35: Débits de crues au bassin versant n°2.....	(77)
Tableau III.36 : Débits de crues au bassin versant n°3.....	(77)
Tableau III.37 : Débits de crues au bassin versant n°4.....	(78)
Tableau III.38 : Les débits de crue de fréquence vingtennale	(78)
Tableau III.39 : Hydrogramme de crue 20 ans et 50ans de BV1	(80)
Tableau III.40: Hydrogramme de crue 20 ans et 50ans de BV2	(81)
Tableau III.41: Hydrogramme de crue 20 ans et 50ans de BV3	(82)
Tableau III.42: Hydrogramme de crue 20 ans et 50ans de BV4.....	(83)

Chapitre IV : Etude hydraulique

Tableau IV.1 : Caractéristiques du réseau des eaux pluviales.....	(88)
Tableau IV.2 : coefficient de Manning (Source HEC RAS)	(95)

Chapitre V : Présentation des différentes variantes apportées

Tableau V.1: Volume du bassin d'orage BO1 en fréquence vingtennale.....	(150)
Tableau V.2: Volume du bassin d'orage BO2 en fréquence vingtennale.....	(151)
Tableau V.3: Volume du bassin d'orage BO3 en fréquence vingtennale.....	(152)
Tableau V.4: Volume du bassin d'orage BO4 en fréquence vingtennale.....	(153)
Tableau V.5: Récapitulatif des volumes des bassins d'orage fréquence vingtennale	(153)
Tableau V.6: Volume du bassin de rétention BV1 en fréquence vingtennale	(156)
Tableau V.7: Volume du bassin de rétention BV2 en fréquence vingtennale	(157)
Tableau V.8: Volume du bassin de rétention BV3 en fréquence vingtennale	(158)
Tableau V.9: Volume du bassin de rétention BV4 en fréquence vingtennale	(159)
Tableau V.10: Récapitulatif des volumes des bassins de rétention en fréquence vingtennale	(160)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.11: Dimensionnement de la galerie projeté	(161)
Tableau V.12 : Le débit en fonction du temps de concentration	(164)
Tableau V.13: Estimation d'un bassin d'orage de capacité de 20000 m3	(165)
Tableau V.14: Estimation financière de la variante 1.....	(165)
Tableau V.15: Estimation d'un bassin d'orage de capacité de 15 000 m3	(166)
Tableau V.16 : Estimation financière de la variante 2.....	(166)
Tableau V.17 : Estimation financière de la variante 3.....	(167)
Tableau V.18: prix de chaque variante	(167)

Chapitre VI : Etude génie civile

Tableau VI.1: Dimensionnement du tunnel	(173)
Tableau VI.2 : classe de qualité globale du massif rocheux estimée à partir du R.Q.D d'après D.DEERE	(177)
Tableau VI.3 : Classification de D-DEERE	(178)
Tableau VI. 4: Classification A.F.T.E.S selon l'altérabilité.....	(179)
Tableau VI.5 : Evaluation des contraintes verticales selon les formules empiriques.	(193)
Tableau VI.6: Evaluation de la contrainte isotrope le long du tunnel.....	(205)
Tableau VI.7 : les caractéristiques du cintre métallique	(210)

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : état de l'art

Figure I.1 : Photo du Boulevard périphérique de Nîmes, le 3 octobre 1988 (crédit photographique de la ville de Nîmes).....	(3)
Figure I.2: Emplacement des bassins de rétention sur le réseau pluvial du bassin versant de Valdegour	(5)
Figure I.3 : Tracé du cadereau existant en Z.U.D	(5)
Figure I.4 : Représentation schématique du cadereau projet à travers la zone urbaine Dense (ZUD).....	(5)
Figure I.5 : Situation géographique du département.....	(6)
Figure I.6 : Tracé du nouveau chenal vers le canal du Rhône au Rhin	(7)
Figure I.7 : Les différentes canalisations voisines de l'III	(8)
Figure I.8 : Tracé du canal (en trait gras) en zone d'habitat dense.....	(9)

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure II.1 : photos de l'histoire des inondations (Mostaganem 1927)	(13)
Figure II.2: Localisation de la zone d'étude sur la carte topographique de Mostaganem à l'échelle 1/25000 ème	(16)
Figure II.3 : Localisation de la zone d'étude sur la carte Google Earth de Mostaganem	(17)
Figure II.4: Vue panoramique sur la vallée des jardins (photo AGC).....	(21)
Figure II.5: Trace du réseau de drainage existant (calés sur les plans urbains)	(24)
Figure II.6 : Regard paraître être fermé (photo AGC).....	(25)
Figure II.7 : Routes sans caniveaux (photos AGC)	(25)
Figure II.8 : Canal occlure sous l'effet des déchets emportés par les eaux de pluies (photo AGC).....	(26)
Figure II.9 : Obstruction des canaux par des ordures ménagères (photo AGC)	(26)
Figure II.10 : Absence de tampon sur le regard (photo AGC).....	(27)

LISTE DES FIGURES

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1: Localisation des bassins versants d'étude (extrait des cartes au 1/25 000 è, feuille de Mostaganem).....	(34)
Figure III.1.1 : La courbe hypsométrique du BV1	(36)
Figure III.1.2 : La courbe hypsométrique du BV2	(37)
Figure III.1.3 : La courbe hypsométrique du BV3	(37)
Figure III.1.4 : La courbe hypsométrique du BV4	(38)
Figure III.1.5 : Rectangle équivalent du BV1	(39)
Figure III.1.6 : Rectangle équivalent du BV2	(40)
Figure III.1.7 : Rectangle équivalent du BV3	(40)
Figure III.1.8 : Rectangle équivalent du BV4	(41)
Figure III.2 : Réseau hydrographique.....	(46)
Figure III.3 : Les talwegs principaux	(48)

Chapitre IV : Etude hydraulique

Figure IV.1: Tracé du réseau de drainage existant (calés sur les plans urbains).....	(87)
Figure IV. 2: Couple stéréoscopique (Source : centre canadien de télédétection (CCT)	(91)
Figure IV.3 : MNT TIN en Plan.....	(92)
Figure IV.4: MNT Raster	(93)
Figure IV.5 : MNT TIN en 3 Dimension	(94)
Figure IV.6 : Fenêtre principale de HEC-RAS.....	(96)
Figure IV.7: Interface de logiciel ArcGis	(98)
Figure IV. 8: Chaine de logicielle.....	(104)
Figure IV.9: Données géométrique importée sur HEC-RAS.	(105)
Figure IV.10: Introduction des débits de crus.	(106)
Figure IV.11 : Profil en long et piézométrique du Tronçon 3.....	(107)
Figure IV. 12 : Profil en travers.....	(108)
Figure IV.13: Profil en long et piézométrique du tronçon 1	(109)
Figure IV. 14: Profil en long et piézométrique du tronçon 2	(110)
Figure IV. 15: Profil en long et piézométrique du tronçon 3	(111)
Figure IV.16: Profil en long et piézométrique du tronçon 4	(112)

LISTE DES FIGURES

Figure IV.17: Profil en long et piézométrique du tronçon 5	(113)
Figure IV. 18: Profil en long et piézométrique du tronçon 6	(114)
Figure IV. 19: Profil en long et piézométrique du tronçon 7	(115)
Figure VI. 20 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth	(116)
Figure VI.21 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth	(117)
Figure VI.22 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth	(117)
Figure VI.23 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth	(118)
Figure VI.24 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth	(118)
Figure VI.25: Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth	(119)
Figure VI.26: Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth	(119)
Figure VI.27 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth	(120)

Chapitre V : Présentation des différentes variantes apportées

Figure V.1: Coupe type d'un bassin d'orage de capacité 20 000 m ³	(154)
Figure V.2: Répartition des bassins d'orage (calées sur les plans urbains)	(155)
Figure V.3: Coupe type d'un bassin d'orage de capacité 15000 m ³	(160)
Figure V.4: Répartition des bassins de rétention (calées sur les plans urbains)	(162)
Figure V.5: Les diagrammes de crue des bassins versant	(163)
Figure V.6 : Le diagramme de crue à l'exutoire	(164)

Chapitre VI : Etude génie civile

Figure VI.1: Tracé souterrain du tunnel sous la RN23A.....	(169)
Figure VI.2 : profil en long	(170)
Figure VI.3: Coupe type du tunnel	(173)
Figure VI.4 : Creusement en demi-section.....	(176)

LISTE DES FIGURES

Figure VI.5: Théorie de la poussée verticale de TERZAGUI, BIERBAUMER	(183)
Figure VI.6 : théorie des SUQUET	(185)
Figure VI.7 : Théorie des poids des terres	(186)
Figure VI.8 : poussées latérales théorie de TERZAGUI	(187)
Figure VI.9 : Poussées latérales - théorie de COULOMB/ RANKINE	(188)
Figure VI. 10: poussée au niveau du radier — théorie de TSIMBAREVITCH	(189)
Figure VI.11: Galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope.	(196)
Figure VI.12: Courbes caractéristiques d'une excavation circulaire et de son soutènement	(199)
Figure VI.13: Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance X du front (d'après M. Panet).	(202)

LISTE DES GRAPHERS

Chapitre III : Etude hydrologique

Graphe III.1: Répartition mensuelle des précipitations à Mostaganem.	(55)
Graphe III.2 : Répartition mensuelle des températures.....	(56)
Graphe III.3 : Répartition mensuelle de l'humidité	(57)
Graphe III.4 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent	(59)
Graphe III.5 : Rose des vents à Mostaganem	(60)
Graphe III.6 : Nombre de jours d'apparition de caractéristiques climatiques secondaires.	(62)
Graphe III.7 : Graphique ombro-thermique.....	(63)
Graphe III.8 : Ajustement par la loi de GUMBEL	(66)
Graphe III.9 : Ajustement par la loi NORMAL.....	(67)
Graphe III.10 : Pluie de courte durée	(70)
Graphe III.11 : Intensités maximales pour différentes durées	(70)

Chapitre VI : Etude génie civile

Graphe VI.1: Evaluation des contraintes verticales (Pv)	(194)
Graphe VI.2 : Evaluation des contraintes isotropes dans le terrain.....	(207)
Graphe VI.3: Courbe caractéristique du terrain	(209)
Graphe VI.4 : courbe caractéristique du soutènement.....	(211)
Graphe VI.5 : la courbe caractéristique du soutènement composite (cintre et béton projeté).....	(212)
Graphe VI.6 : La courbe caractéristique du béton projeté.....	(213)
Graphe VI.7 : La courbe caractéristique terrain cintre métallique	(214)

INTRODUCTION

L'Algérie est un pays exposé à l'aléa inondation. Les conséquences dramatiques des inondations de Bab el Oued en 2001 et celle de Ghardaïa en 2007, ont rappellent avec force la vulnérabilité du pays à cet aléa.

Les inondations d'une zone particulière dans la wilaya de MOSTAGANEM, dite la vallée des jardins sont connues déjà depuis les années 1900. Des crues violentes se sont manifestées, la crue de la nuit de 27 novembre 1927 de l'oued Aïn Sefra ayant causée de gros dégâts matériels ainsi que des pertes humaines (plus de 300 victimes).

Malgré le réseau d'eau pluvial existant et les grands travaux de drainage, d'autres inondations se sont manifestées. Le 07 novembre 2008, une crue provoquant de nuit, des inondations dans la vallée des jardins dues à de fortes précipitations, contraignant plusieurs familles à quitter leurs demeures pour éviter le pire.

Le paysage de la vallée des jardins est constitué par une succession de collines drainées vers la dépression endoréique, à large rayon de courbure rappelant une structure synclinale. La mauvaise gestion d'occupation de territoire et l'extension de l'urbanisation anarchique de la ville accentuent le problème des inondations.

Cette étude a été confiée au bureau d'étude AGC par la Direction des Ressources en Eau de wilaya de Mostaganem. Notre travail de fin d'étude est une participation à l'étude d'AGC a pour objectif de déterminer les ouvrages et aménagements à mettre en place sur le bassin versant urbain de la vallée des jardins et à proposer un schéma global d'assainissement en tenant compte des aménagements existants.

INTRODUCTION GENERALE

Sur la base des informations recueillies, notre mémoire de fin d'étude est structuré en six chapitres comme suit :

Le premier chapitre consiste en la présentation de quelques projets similaires qui définissent l'aléa inondation et les solutions qui leur auront été apporté.

Dans le deuxième chapitre, on a présenté la zone d'étude et les facteurs aggravant des inondations, avec un diagnostic de réseau d'eau pluvial existant.

Le troisième chapitre comprend une étude hydrologique qui fait apparaître les interactions des eaux pluviales avec le milieu étudié en sortant avec une information nécessaire pour quantifier le débit de crue à l'exutoire des quatre sous bassins versant.

Dans un quatrième chapitre, on a effectué une modélisation hydraulique avec le logiciel HEC-Ras qui permet de déterminer l'extension géographique des zones inondables.

Le cinquième chapitre traite les trois variantes qui ont été proposées tels que : la première consiste en bassins d'orages, la deuxième en bassins de rétention avec un débit de fuite, et la troisième un tunnel souterrain.

Enfin , dans le sixième chapitre, après avoir une analyse comparative entre les trois variantes, une étude génie civil pour la solution d'aménagement retenue, qui est le tunnel hydraulique.

INTRODUCTION

Le risque d'inondation fait partie des risques naturels majeurs dans le monde et devant le coût important des dommages liés à cet aléa et la crainte de leur augmentation au cours des prochaines années, de nombreuses études sont réalisées à l'effet de déterminer les meilleures façons de réduire le risque et ses impacts.

Dans ce chapitre nous exposerons quelques projets similaires de prévention et de lutte contre les inondations.

I.1 QUELQUES EXEMPLES D'ETUDES SIMILAIRES

1.1 Etude du Plan de Protection Contre les Inondations dans la ville de Nîmes

La ville de Nîmes, traversée par des « cadereaux » (cours d'eau temporaire dont les crues peuvent être particulièrement violentes) est depuis toujours sujette aux inondations. L'histoire nîmoise est jalonnée de sinistres plus ou moins catastrophiques dont les chroniques datent de plus de 600 ans. Pour les deux derniers siècles, on ne dénombre pas moins de 12 évènements graves, dont les plus récents sont les crues des 6 et 8 septembre 2005, du 9 septembre 2002 et du 3 octobre 1988 (**Figure I.1**).



Figure I.1 : Photo du Boulevard périphérique de Nîmes, le 3 octobre 1988 (crédit photographique de la ville de Nîmes).

La crue de 1988, due à un évènement météorologique de forte intensité (420 mm durant 7 à 8 heures) conduit à un véritable désastre comptabilisant 9 morts, 45 000 sinistrés et des dégâts chiffrés à 610 millions d'euros. Suite à la catastrophe et à la demande de la mairie, une commission d'experts propose une solution : le Plan de Protection Contre les Inondations (PPCI) devant protéger la ville pour des pluies d'occurrence quarantennale en l'amont et centennale en l'aval de la zone urbaine. En 2007, ce plan de protection a conduit à la réalisation de plusieurs ouvrages dont des **bassins de rétention** en amont qui protègent la zone urbaine et des **bassins de compensation** en aval, qui permettent de réguler le débit de rejet dans le milieu naturel en accord avec la loi sur l'Eau. A l'heure actuelle seule une partie des travaux préconisés sur les cadereaux a été réalisée.

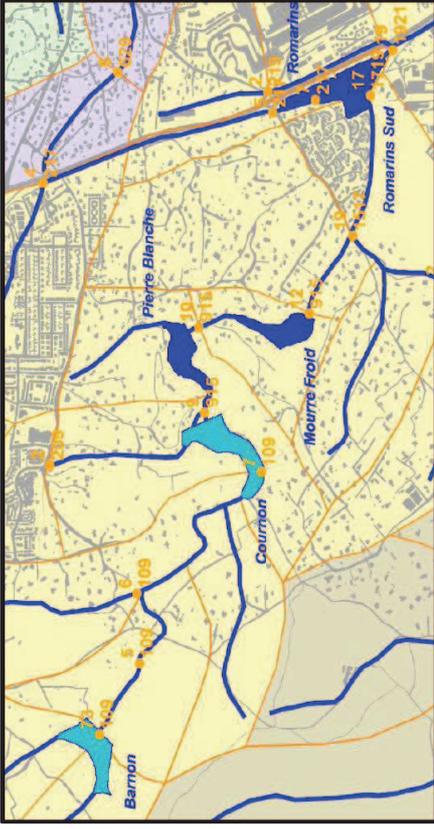


Figure I.2: Emplacement des bassins de rétention sur le réseau pluvial du bassin versant de Valdegour .

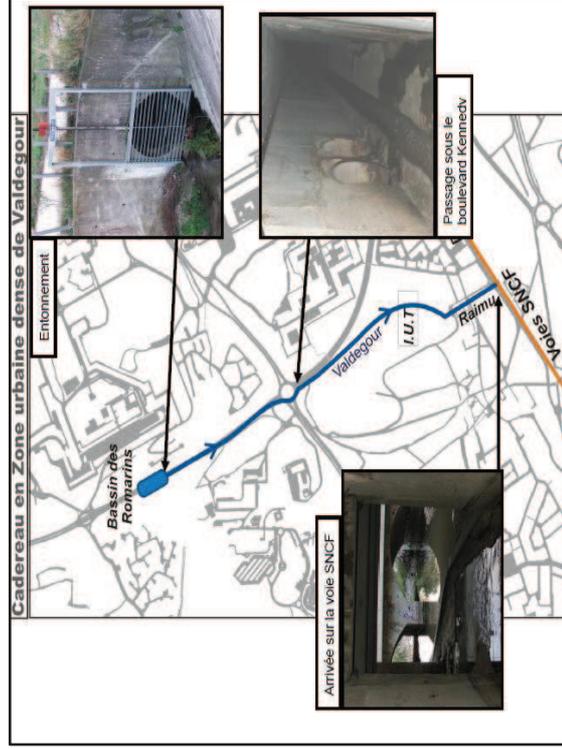


Figure I.3 : Tracé du cadereau existant en Z.U.D.

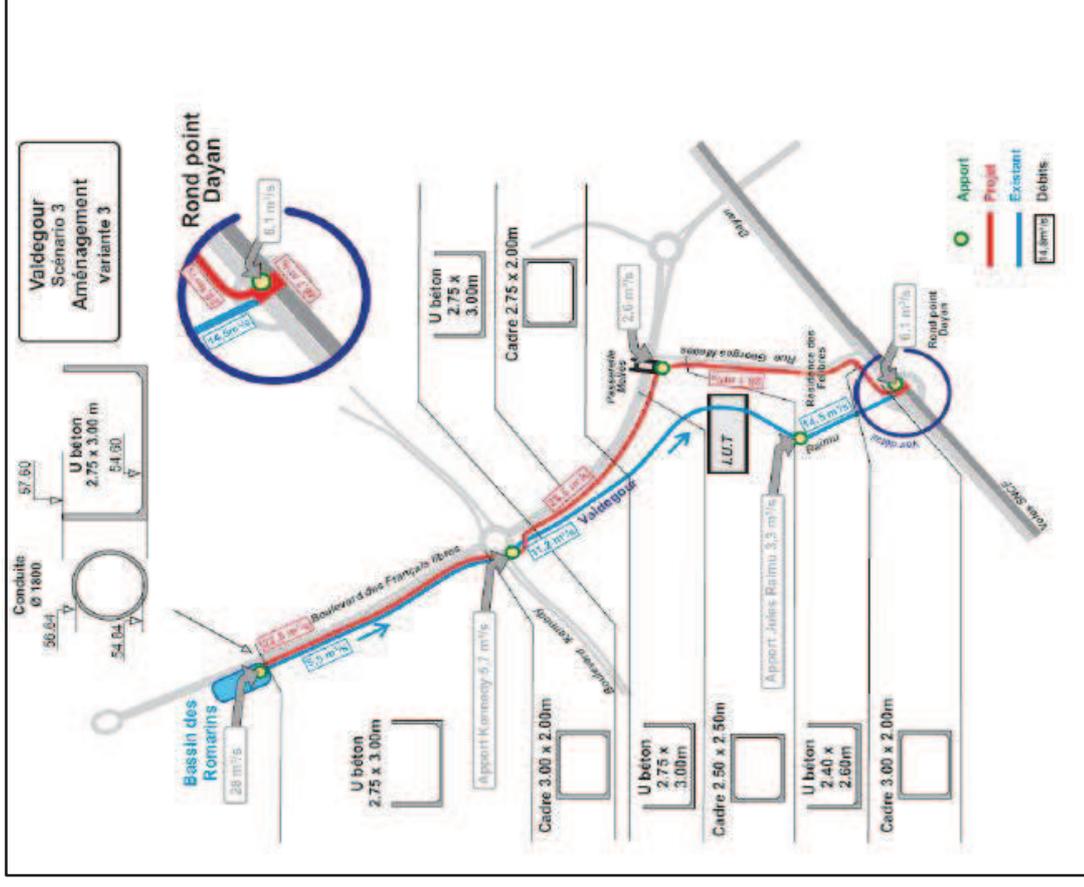


Figure I.4 : Représentation schématique du cadereau projeté à travers la zone urbaine Dense (ZUD)

1.2 Etude de la protection de la ville de Mulhouse contre la crue centennale

La Ville de Mulhouse est une commune au Département du Haut Rhin de la région d'Alsace en France (**Figure I.5**) .

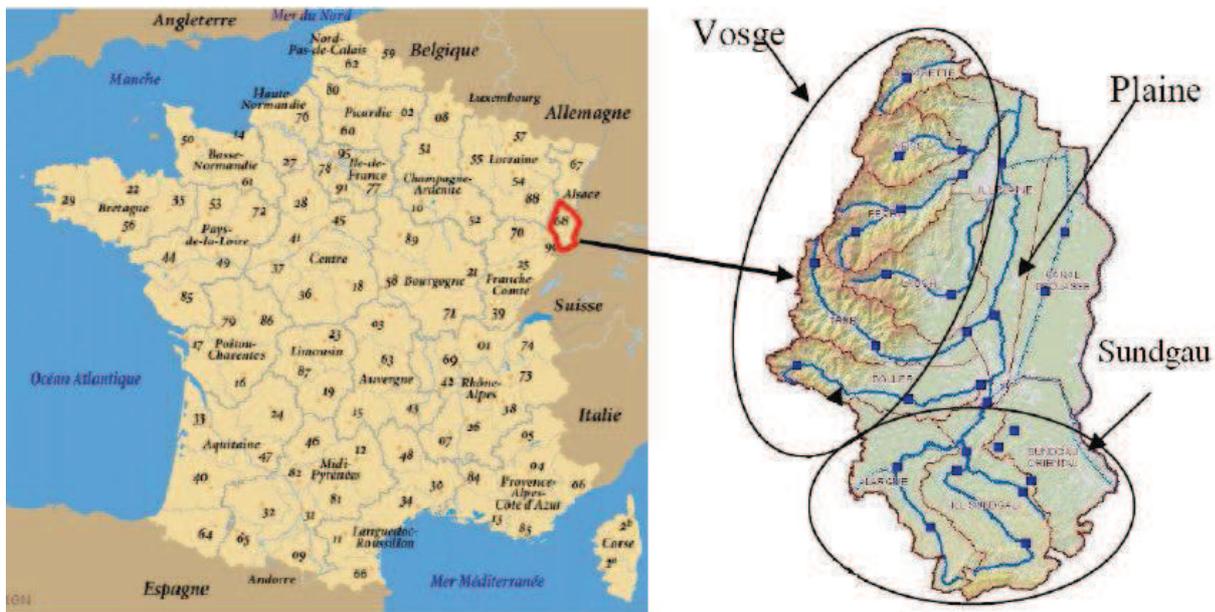


Figure I.5 : Situation géographique du département

Elle a connu quelques inondations au cours de ce dernier siècle, des crues exceptionnelles dont certaines sont catastrophiques ont eu beaucoup d'impact sur l'économie.

Les grandes crues restent en mémoire, beaucoup plus par le fait qu'elles aient généré beaucoup de dégâts, que par l'importance des hauteurs d'eaux et des débits. Historiquement, une importante crue s'est produite en **1947** dans la ville de Mulhouse qui est traversée par l'**III** dont un long tronçon coule dans un Canal de décharge en partie couvert.

La valeur du débit était estimée aux alentours de **280m³/s** dans le lit mineur de l'**III**, cette valeur est estimée par la station de mesure à Didenheim. Pour la même année, la Doller avait aussi connu une crue remarquable dont le débit n'était pas déterminé.

Pour l'III, ce débit est considéré comme un débit de crue centennale, qui a gravement inondé les deux villes à Didenheim et à Brunstatt situées en amont de la ville de Mulhouse ainsi que la ville elle-même. Les dégâts entraînés étaient importants et onéreux pour la commune. Le canal de décharge limite la capacité d'évacuation des crues et sa position topographique est plus haute que celle du centre-ville. Ce qui peut entraîner des inondations dans le centre-ville. Ce rapport contient le diagnostic de la ville de Mulhouse lors du passage d'une crue centennale. Il localise les lieux de débordements et le débit déversé qui nécessitent le dimensionnement d'un **nouveau chenal** de prise d'eau en amont du canal couvert pour la protection de la ville.

Le branchement du nouveau chenal commence à partir d'un bras mort de l'III (**Figure I.6**), quelques centaines de mètre en amont du canal couvert. La prise d'eau vers ce chenal se fait par la mise en place de vannes et rejoint après le canal de Rhône au Rhin. Elles s'ouvriraient lorsque le canal de décharge atteint le niveau critique, et se fermeraient dès que la charge à l'entrée du canal diminuera et ne sera plus en charge.



Figure I.6 : Tracé du nouveau chenal vers le canal du Rhône au Rhin.

La ville de Mulhouse serait noyée avec une hauteur d'eau moyenne de **0.75m** lors du passage de la crue centennale, qui s'étendra sur une grande surface. Le canal de décharge reste la seule solution adaptée à l'occupation du sol de la ville de Mulhouse pour la protéger contre la crue centennale. Il relierait l'III avec le canal de Rhône au Rhin avant de rejoindre le grand canal, Bief de Niffer. Le canal est dimensionné pour pouvoir écrêter un débit maximal de **30m³/s** de l'III. Il serait muni d'une vanne et construit en béton pour un montant de **3millions** d'euros environ.

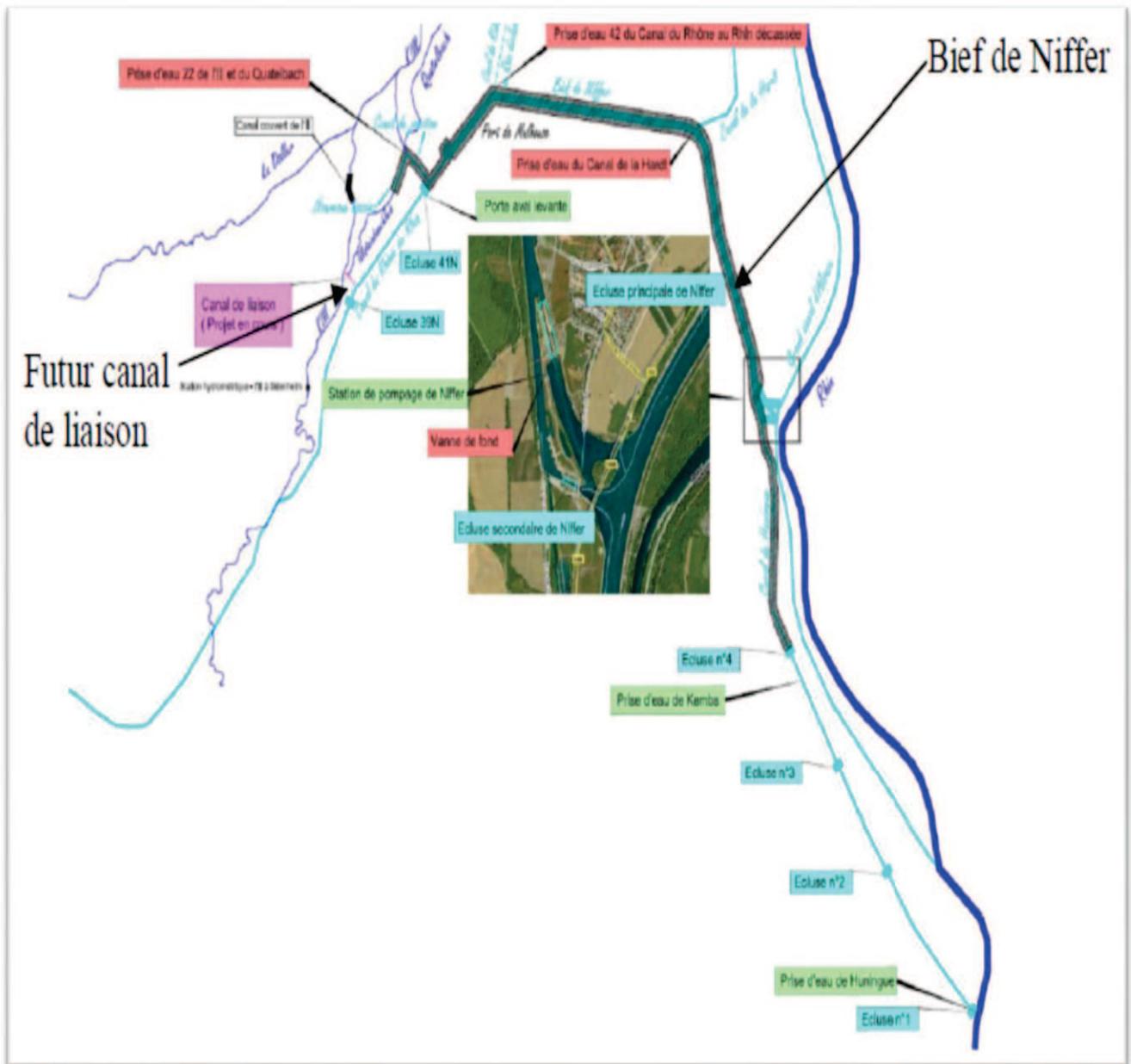


Figure I.7 : Les différentes canalisations voisines de l'III

1.3 Etude de réhabilitation et d'aménagement du lit de l'oued ALLAGHANE (Commune de TAZMALT, BEJAIA)

Cette étude a pour objectif de réorienter l'oued Allaghane dans son thalweg initial (historique) et de le recalibrer afin d'enrayer les inondations qui surviennent périodiquement au niveau de la RN26. Ce réaménagement atténuera les nuisances sur les habitations et les terrains agricoles.

Nous proposons ci-dessous quelques réflexions sur les conditions naturelles de la zone étudiée de l'oued Allaghane :

- ✚ L'oued Allaghane d'une longueur de **1 955,00 ml** a **98,073 m** de dénivellation, soit donc une pente naturelle moyenne de **I = 5,02 %**.
- ✚ Et d'après des différentes études topographiques, hydrologiques, hydrauliques, ...etc., **African Geosystem Company (AGC)**, a proposé de projeter un canal de forme rectangulaire en enrochement, le long de l'itinéraire du lit initial. Il ne s'agira plus d'un lit naturel, mais d'un lit artificiel où la section transversale restera constante sur toute sa longueur. Le canal sera divisé en plusieurs tronçons, aux conditions naturelles et aux conditions d'écoulement identiques.
- ✚ Le choix d'un canal en enrochement est motivé par le souci de remettre l'oued dans son lit d'origine avec un écoulement aussi naturel que possible malgré la complexité que cela traduit, en matière d'affouillement.

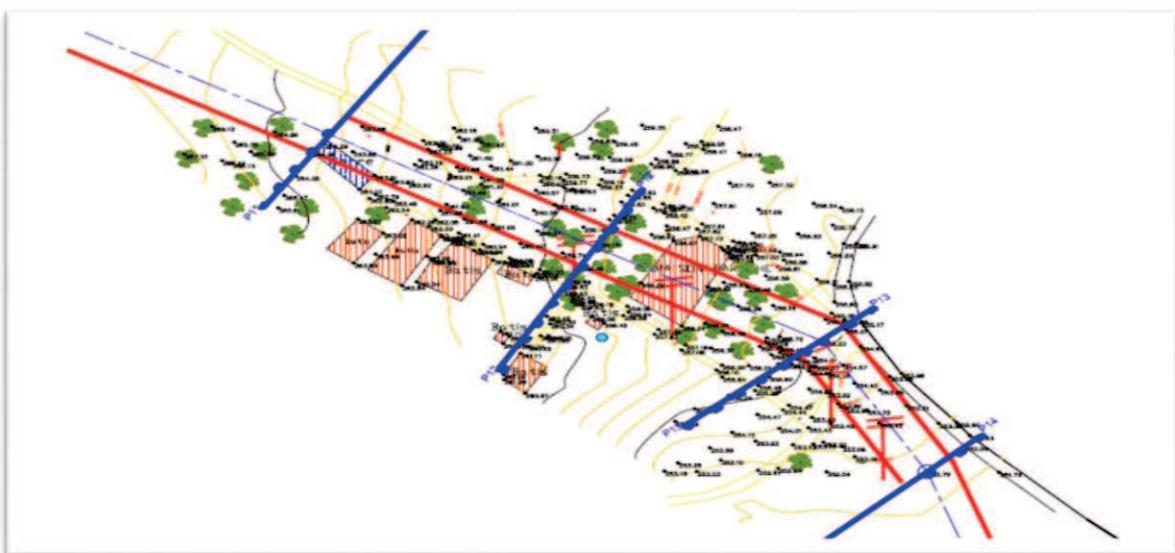


Figure I.8 : Tracé du canal (en trait gras) en zone d'habitat dense.

CONCLUSION

La lutte contre les inondations est une inquiétude majeure des Etats, des collectivités locales et des citoyens. Certains ont pu constater une aggravation des crues due à plusieurs phénomènes (déboisement des plateaux, intensification de l'urbanisation, changement climatique...). Mais c'est surtout la vulnérabilité des villes et villages construits en zone inondable qui s'est développée. Ceci se traduit par des bilans parfois très lourds tant humains qu'économiques.

Des mesures très importantes pour contrôler les inondations ont été prises depuis longtemps dans divers pays. Le reboisement, la levée du bord des cours d'eau, la construction de digues, de barrages, des réservoirs et de canaux d'inondation servent à contenir ou détourner les cours d'eau. Ainsi, l'homme cherche à se protéger des inondations.

INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter la zone d'étude dite « vallée des jardins (Mostaganem) » qui est formé d'une vaste dépression (cause principale d'inondation), et de diagnostiquer le système d'assainissement existant en sortant avec des constatations.

II.1 PRESENTATION DU SITE D'ETUDE

1.1 PRESENTATION DE LA REGION DE MOSTAGANEM

La wilaya de Mostaganem qui présente un relief qu'on peut diviser en quatre unités morphologique appartenant à deux régions distinctes : le Plateau et le Dahra, elle s'étale sur une superficie de **2269 Km²** avec une population de **746 000 Habitants** et une densité de **329 HAB/Km²**.

La ville de Mostaganem prononcé localement « Mestghalem » est une ville portuaire de la Méditerranée, située au nord-ouest de l'Algérie, à **363 km** à l'ouest d'Alger, Considérée en Algérie comme « Capitale » du Dahra elle est parfois surnommée la « ville des Mimosas », l'unité urbaine de Mostaganem s'étend en outre de la commune du même nom, sur les communes de Mazagran et de Sayada et comprend une population de **162 885** habitants en **2008**.

Mostaganem est située à 104 mètres d'altitude sur le rebord d'un plateau côtier. La ville contemple à l'ouest la large baie d'Arzew que termine le djebel Orousse.

La ville est assise sur les rives de l'Aïn-Sefra dont, à plusieurs reprises et notamment en 1927, elle a eu à redouter les crues. Elle se compose d'une ville neuve, très étendue, et d'une vieille ville, plus compacte, accrochées de part et d'autre d'un profond ravin creusé par l'Aïn-Sefra, qui arrose des jardins. La localité est située au débouché des plaines du **Chélif** et de la **Macta**.

1.2 HISTORIQUE DES INONDATIONS DANS LA REGION

La région a connu par le passé des inondations provoquant des dégâts importants, les plus marquants étant:

- Crue de 1927 de l'oued Aïn Sefra ayant causée de gros dégâts matériels (**Figure II.1**) ainsi que des pertes humaines « *la ville de Mostaganem, dans la nuit du 27*

novembre 1927, une crue subite de l'Oued Ain Sefra avait failli emporter presque la moitié de la ville. La place que l'on appelait Gambetta à l'époque coloniale, le square, les arbres, et les nombreuses maisons environnantes et la partie comprise de la ville entre l'avenue de 1ère ligne « Abdellaoui Abed » et le quartier Matemore connaîtront le même sort, pour finalement être emportés avec le vieux quartier de Souika El Tahtania Tijditt.

Cette nuit, des paquets d'eaux submergeront les maisons et feront de nombreuses victimes, les trombes d'eau étaient d'une force exceptionnelle, et c'est le quartier de Souika Tahtania comme on l'appelle, qui a été touché de plein fouet endeuillant de nombreuses familles Mostaganémoises.

Evoquer cette nuit, c'est remonter le passé pour rappel de ces victimes qui ont péri cette nuit-là, aussi faut-il que l'on revienne sur une date des plus douloureuse et à ce drame qui a touché la population de ce quartier arabe, contrairement à la ville Européenne qui subira elle aussi de grands dégâts, mais ne connaîtra pas l'effet de dévastation comme le vieux quartier de Souika. Selon les témoignages laissés pour la postérité, l'oued était sorti de son lit suite à des pluies torrentielles, qui s'abattirent, sur la ville et où l'Oued d'Ain Sefra, prit d'une frénésie dantesque, gonfla, s'amplifia, se métamorphosa. et détruisit la moitié de la ville et l'on rapporte qu'il tua le quart des habitants du vieux quartier de Tijditt.

Cette nuit, fut des plus terrifiante, pour les habitants de Souika Tahtania, puisqu'ils ont été les plus touchés, et dont les effets du drame subit les avait traumatisés et dont les séquelles demeureront des années après le drame du fait du nombre de victimes enregistrées et dont le nombre dépassait de loin les 300. Le drame de cette nuit restera gravé dans les mémoires des survivants et inscrit dans l'ère du temps voire dans les annales de Mostaganem.

Dans cette tragédie les habitants avaient tout perdu en une seule nuit endeuillant des centaines de familles, Passer cette nuit cauchemardesque, l'on pouvait alors assister à la douleur devant une telle désolation, et des familles étaient à la recherche de survivants mais en vain».[http://www.vitamedz.com/inondations-du-27-novembre-1927-plus-de-300-victimes-a-mos/Articles_19977_1105472_27_1.html]



Figure II.1 : photos de l'histoire des inondations (Mostaganem 1927)

- Nous pouvons lire dans **Le Quotidien d'Oran** ; samedi 8 novembre 2008; par **H. B. et D. B.** :*«Crue du 07 novembre 2008 provoquant de nuit, des inondations dans la vallée mardi et jusqu'à jeudi matin, au niveau de certaines wilayas de l'ouest du pays, ont causé des inondations dans plusieurs localités, contraignant plusieurs familles à quitter leurs demeures pour éviter le pire. C'est le cas de dizaines de familles occupant un bidonville situé au niveau de la vallée des jardins, dans la commune de Sayada, près de la ville de Mostaganem».*
- Nous pouvons lire dans l'article de **Med El Amine** ; **Dimanche 21 Novembre 2010** ; **Lu 552 fois** ; **MOSTAGANEM** :*«Datant du mois d'octobre 2010, l'instruction émanant de la direction de l'hydraulique faisant état de la réalisation urgente des travaux d'entretien des avaloirs et des caniveaux qui demeurent les principaux évacuateurs des eaux usées, semble ne jamais être prise en considération par les collectivités locales. La preuve vient d'être démontrée au cours des dernières averses, dont les eaux ne savaient plus quel chemin prendre! Plusieurs centres urbains de la ville ont été presque fermés à toute circulation, des*

aires de jeux ont été totalement inondées par les eaux qui les envahissaient de partout, certains citoyens ont été « paralysés » chez eux, par l'absence de passage également submergé par les eaux. Et dire que la saison des pluies ne fait que s'annoncer et qu'aucune mesure préventive d'entretien n'a pu être prise, de par ces eaux pluviales qui semblent « voyager » librement de quartier en quartier, à travers une ville qui nage dans l'eau, dès la première goutte de pluie à la dernière. Les avaloirs, ces issues qui doivent recueillir les eaux pluviales et les drainer en dehors de la ville, par les réseaux d'assainissement, paraissent être fermés par de divers objets durs que nul n'ose déboucher afin de laisser l'eau circuler librement, au lieu d'envahir les chaussées et empêcher les citoyens de se déplacer sans inquiétude. Aujourd'hui, quand on va à sa redécouverte, on a l'impression qu'il est là à ruminer sa colère d'être prisonnier du béton l'empêchant de respirer, ce qui nous incite aujourd'hui à revoir sa conception avant qu'il ne recommence, du fait que depuis des années il n'a pas fait l'objet de curage et son obstruction par les ordures qui ne cessent de s'accumuler, peut être encore fatale à la ville. Cette tragédie, devrait nous inciter à revoir sa conception car la fureur de la nature, est imprévisible du fait de sa puissance et 1927 est là, pour nous le rappeler. Nous devons en tirer les leçons, pour se demander si nous ne serons pas un jour confronté, à une telle catastrophe et que pour une fois l'on prenne acte même de cette tragédie de 1927, qui est encore dans les mémoires des mostaganémois».

(Voir lien : http://www.reflexiondz.net/MOSTAGANEM-Menace-d-inondations-des-chaussees_a8756.html et <http://www.djazairess.com/fr/reflexion/14748>)

1.3 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA VALLEE DES JARDINS

La vallée des jardins est limitée au Nord par la zone d'activité qui est parallèle à la RN 23 A (périphérique) à l'Est par la RN 90A, route de Sidi Khatab, à l'Ouest par la RN 23 route de Mesra et au Sud par la ligne joignant l'aérodrome.

La zone d'étude est formée d'une vaste dépression due à son emplacement dans la vallée des jardins, elle est située à 3.5Km au sud du chef-lieu de la wilaya de Mostaganem. Elle couvre une superficie de 520.6 hectares soit 5.206 km², comprend 107 hectares environ de bâti, elle s'étale sur trois communes Mostaganem, Maméche et Sayada (Figure II.2et II.3) et comprend :

- ✚ Cité Benmedjahri s'étend sur 9ha sur un terrain de pente assez forte.
- ✚ Zone de la station d'essence route de Mesra, elle s'étend sur 12 ha sur un terrain plat
- ✚ Cité Zaouia s'étend sur 4ha sur un terrain extrêmement plat.
- ✚ Cité Nouvelle s'étend sur 32ha sur un terrain de pente moyenne.
- ✚ Zone des logements illicites s'étendent sur 3ha sur un terrain plat et marécageux.
- ✚ Hai Salem s'étend sur 6ha sur un terrain plat et marécageux.
- ✚ Douar Sidi AEK s'étend sur 15ha sur un terrain de pente moyenne.
- ✚ Zone du CEM Debdaba s'étend sur 6ha sur un terrain plat.
- ✚ Zone de la rue de la Mosquée s'étend sur 5ha sur un terrain plat.
- ✚ Debdaba village s'étend sur 14.5 ha sur un terrain de différentes pentes.

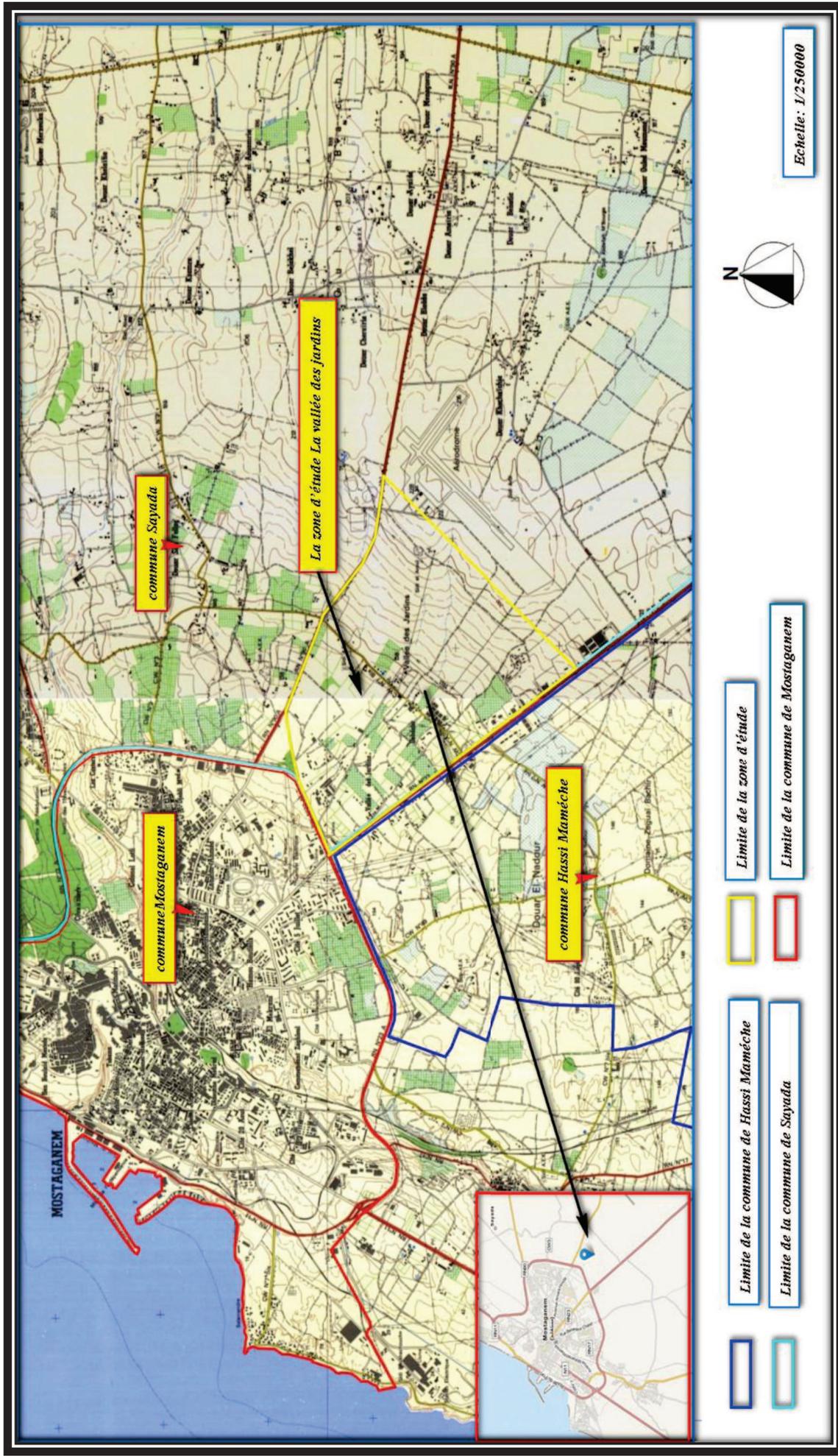


Figure II.2: Localisation de la zone d'étude sur la carte topographique de Mostaganem à l'échelle 1/250000 ème.



Figure II.3 : Localisation de la zone d'étude sur la carte Google Earth de Mostaganem

1.4 ETAT DES LIEUX

Certaines données démographiques ont été remises par les APC et d'autres tirées des anciennes études de la zone concernée. L'année de référence, c'est l'année 2007 et le taux d'accroissement moyen est de 2,4 %.

- ✚ Cité Ben medjahri 2 : 1800 habitants
- ✚ Zone de la station : 1200 habitants
- ✚ Cité Zaouia : 380 habitants
- ✚ Cité Nouvelle : 3225 habitants
- ✚ Zone des logements illicites : 1236 habitants
- ✚ Hai Salem : 1620 habitants
- ✚ Douar Sidi AEK : 806 habitants
- ✚ Zone du CEM Debdaba : 380 habitants
- ✚ Zone de la rue de la Mosquée : 430 habitants
- ✚ Debdaba village : 3630 habitants

1.5 ACTIVITE DE LA POPULATION DE LA VALLEE DES JARDINS

En ce qui concerne l'activité de la population de cette zone, elle a été à vocation agricole et pastorale. Avec le temps une grande partie des terres agricoles de fortes potentialités furent soit abandonnées soit loties mais d'une façon anarchique. Actuellement à l'exception de quelques paysans, la majeure partie de la population de la vallée des jardins, s'occupe en ville dans différents emplois.

1.6 URBANISATION, ROUTES ET BATIS

- ✚ L'ensemble des maisons de la vallée des jardins est de type bas à l'exception de deux immeubles de 5 étages nouvellement construit à Debdaba village.
- ✚ Le bâti est en général d'âge récent mais de qualité médiocre.
- ✚ Les ruelles sont suffisamment larges pour permettre le passage des différents réseaux, à l'exception de la zone de la rue de la Mosquée, où les ruelles sont étroites

1.7 STRUCTURES SOCIO-ECONOMIQUES

- ✚ Un CEM
- ✚ 3 écoles
- ✚ Un centre de vieillesse
- ✚ Une usine de yaourt
- ✚ Un centre équestre

II.2 PRESENTATION DE LA PROBLEMATIQUE

2.1 LA PROBLEMATIQUE DES INONDATIONS

L'**inondation** est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le **risque d'inondation** est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités. On distingue trois types d'inondation.

✚ **La montée lente des eaux en région de plaine (Les inondations de plaine)**

Se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue. La rivière occupe son lit moyen et éventuellement son lit majeur. Après une ou plusieurs années pluvieuses, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise : on parle d'**inondation par remontée de nappe phréatique**. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines.

✚ **La formation rapide de crues torrentielles**

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes. Le cours d'eau transporte de grandes quantités de sédiments et de flottants (bois morts, etc.), ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées. Ces dernières peuvent former des barrages, appelés embâcles, qui, s'ils viennent à céder, libèrent une énorme vague pouvant être mortelle.

Le ruissellement pluvial

L'imperméabilisation du sol par les aménagements (bâtiments, voiries, parkings, etc.) et par les pratiques culturales, limite l'infiltration des précipitations et accentue le ruissellement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues.

Au sens large, les inondations comprennent également les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèches dans les digues) et les inondations dans les estuaires. Ces dernières résultent de la conjonction de la crue des fleuves, de fortes marées et de situations dépressionnaires (régime de tempête).

Un cas particulier : les laves torrentielles

Les laves torrentielles se forment dans le lit des torrents au cours d'une crue liquide, lorsqu'une grande quantité de matériaux meubles (éboulis, paquets de terre, etc.) y est mobilisable. Ces écoulements sont composés d'un pourcentage de matériaux solides supérieur à 50 %, de tailles variées, allant des matériaux fins jusqu'à de très gros blocs. La lave torrentielle se comporte comme un fluide visqueux très dense, dans lequel les blocs paraissent flotter dans une pâte boueuse (mélange d'eau et de fines*). Elle a un pouvoir destructeur plus important qu'une crue torrentielle de débit équivalent, en raison de sa densité élevée, de la vitesse de déplacement (plusieurs km / h selon la pente du torrent) et de la quantité de matériaux charriés. Les blocs transportés peuvent atteindre plusieurs dizaines de tonnes. Lorsque la lave torrentielle survient, l'écoulement liquide du torrent s'arrête. Alternent alors des successions de bouchons (embâcles) et de coulées boueuses (débâcles) qui déferlent dans le lit du torrent. Par ailleurs, en raison des quantités de matériaux transportés, le colmatage du lit du torrent peut s'accompagner de divagations dans les zones urbanisées de fond de vallée, qui occupent les cônes de déjection torrentiels.

2.2 CAUSES ET FACTEURS AGGRAVANTS

Les causes et les facteurs aggravant des inondations sont essentiellement ;

- ✚ La morphologie du relief en place montre que la vallée des jardins est une ancienne dépression, peut-être même lacustre (ancien lac ou marécage). Le paysage est «moutonné» et constitué par une succession de collines drainées vers la dépression endoréique (**Figure II. 4**), à large rayon de courbure rappelant une structure synclinale.

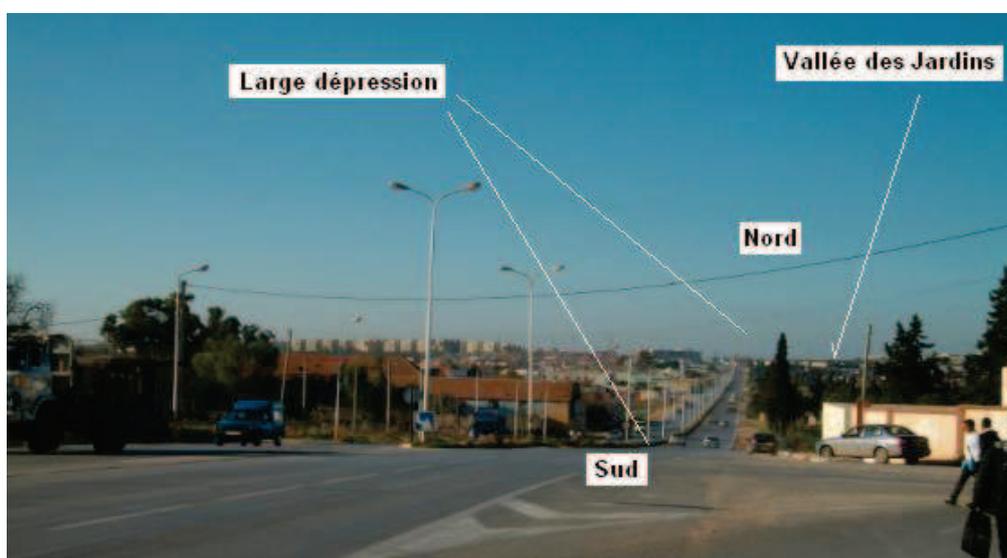


Figure II.4: Vue panoramique sur la vallée des jardins (photo AGC).

- ✚ la géologie des formations superficielles;
- ✚ l'artificialisation de l'occupation et l'utilisation des terres (Béton et asphalte);
- ✚ le défrichement des espaces forestiers pour l'activité agricole et l'urbanisation;
- ✚ l'extension du tissu urbain qu'a connu la ville de Mostaganem, ne s'est pas réalisée conformément aux normes requises. Selon un expert en urbanisme, au lieu d'une extension du tissu urbain vers l'ouest, il a été enregistré une réelle explosion urbanistique vers l'est par la création d'une véritable deuxième ville dans la zone de Kharouba.

- ✚ La mauvaise gestion du réseau d'assainissement et des eaux pluviales.

II.3 DIAGNOSTIC DU RESEAU D'EAU PLUVIAL EXISTANT

3.1 DESCRIPTION DE RESEAU EXISTANT

Le réseau d'eau pluviale est composé essentiellement de canaux maçonnés et bétonnés, ce réseau permet la collecte et l'évacuation d'une majeure partie des eaux vers des zones naturelles d'accumulation formant ainsi des zones inondables temporaires et l'autre partie vers la galerie située à l'exutoire de l'ensemble des bassins versants afin d'être évacuer vers la mer (**Figure II.5**).

La vallée des jardins est souvent exposé à l'inondation, à chaque épisode pluviale les habitant s'inquiètent en s'attendent à des dégâts importante malgré la présence d'un réseau d'assainissement qui se caractérise par:

- ❖ Le canal N° 1. C'est un canal rectangulaire en maçonnerie de dimensions 1.50m de large, 0.80 à 1.10 m de hauteur et long de 450 m environ. Il est situé à l'Est du village de Debdaba. Ce canal par sa partie centrale par rapport à la vallée des jardins, protège le village dans sa partie Sud – Est. Par contre la partie Sud-Ouest est sans protection et les eaux pluviales cause d'innombrables dégâts.

- ❖ Un caniveau trapézoïdal assez important, mais insuffisant, en béton armé de dimensions, 0.75 m par 0.60 m et une hauteur de 0.80 m, fait la liaison entre le précédent canal N° 1 et le drain N°1 en terre naturel.

- ❖ Le drain N° 1 en terre naturelle de dimensions variables reçoit les eaux pluviales du canal N° 1. Il évacue les eaux pluviales à travers la propriété des Belayachi, et celle des Kara et rejoint au niveau de l'hippodrome deux (2) autres drains N° 2 et 3 en terre naturelle, à moitié obstrué par des dépôts de tout genre.

- ❖ Les drains N°2 et 3, en terre naturel de dimensions variables, évacuent vers la galerie les eaux pluviales de la partie Est de la vallée des jardins.

- ❖ Le drain N°4 aussi en terre naturel sert uniquement de collecteur des eaux des trois drains.

- ❖ Le canal N° 2 parallèle à l'hippodrome. C'est un canal en maçonnerie pseudo trapézoïdal de dimensions, 2.30m par 1.20 m, une hauteur de 2.00m et 190 m de long et une pente moyenne de 0.002 m/m. Il récupère et draine toutes les eaux des drains en terre naturelle cités auparavant jusqu'au déversoir d'orage existant.

❖ Les eaux drainées du canal N°2 sont déversées dans un drain N° 5 en terre naturelle de 3 à 4 m de large, 2 à 3 m de haut et long de 550 m. Les eaux sont drainées jusqu'à la galerie existante. Ce drain en cours d'étude de profilage est totalement obstrué pour ne pas dire colmater. Les eaux stagnent tout le long de ce drain.

❖ Galerie existante :

- ✚ La galerie a été réalisée en 1928 après les crues de 1927 qui ont inondé toute la vallée des jardins.
- ✚ Elle est située au Nord Est de la vallée des jardins au niveau de la RN23A et la zone d'activité.
- ✚ Les parois de la galerie sont en maçonnerie de pierres et le radier en béton.
- ✚ Elle est en ovoïde de section et types différents
- ✚ La galerie a une longueur de 1341 ml de la zone d'activité jusqu'au quartier les Mandarins. Elle est raccordée en Ø 1000 sur 75 ml au réseau existant de la ville.
- ✚ Malgré qu'elle ait été conçue pour drainer une partie des eaux pluviales de la vallée des jardins, elle sert aussi, en cas de panne de la station de relevage, de rejet des eaux usées.
- ✚ Les 12 cheminées d'aération existantes, ont des hauteurs variables de 6 à 27 m environ.
- ✚ Elle a fait l'objet en 2006 d'un nettoyage, de curage et de reprise de certaines parties défectueuses.
- ✚ Cette galerie présente 02 inconvénients majeurs :
 - Le débit maximum qu'elle pourra drainer est égal à $1 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui est vraiment insuffisant pour une telle zone, telle que la vallée des jardins.
 - La faible profondeur de départ de la galerie, ainsi que la topographie du terrain ne permettent pas de raccorder d'une façon satisfaisante certains drains.
- ✚ Malgré le faible débit qu'elle fait transiter ($1 \text{ m}^3/\text{s}$), c'est un élément clé pour la protection de l'ensemble de la vallée et demande à être entretenu sérieusement et en permanence.

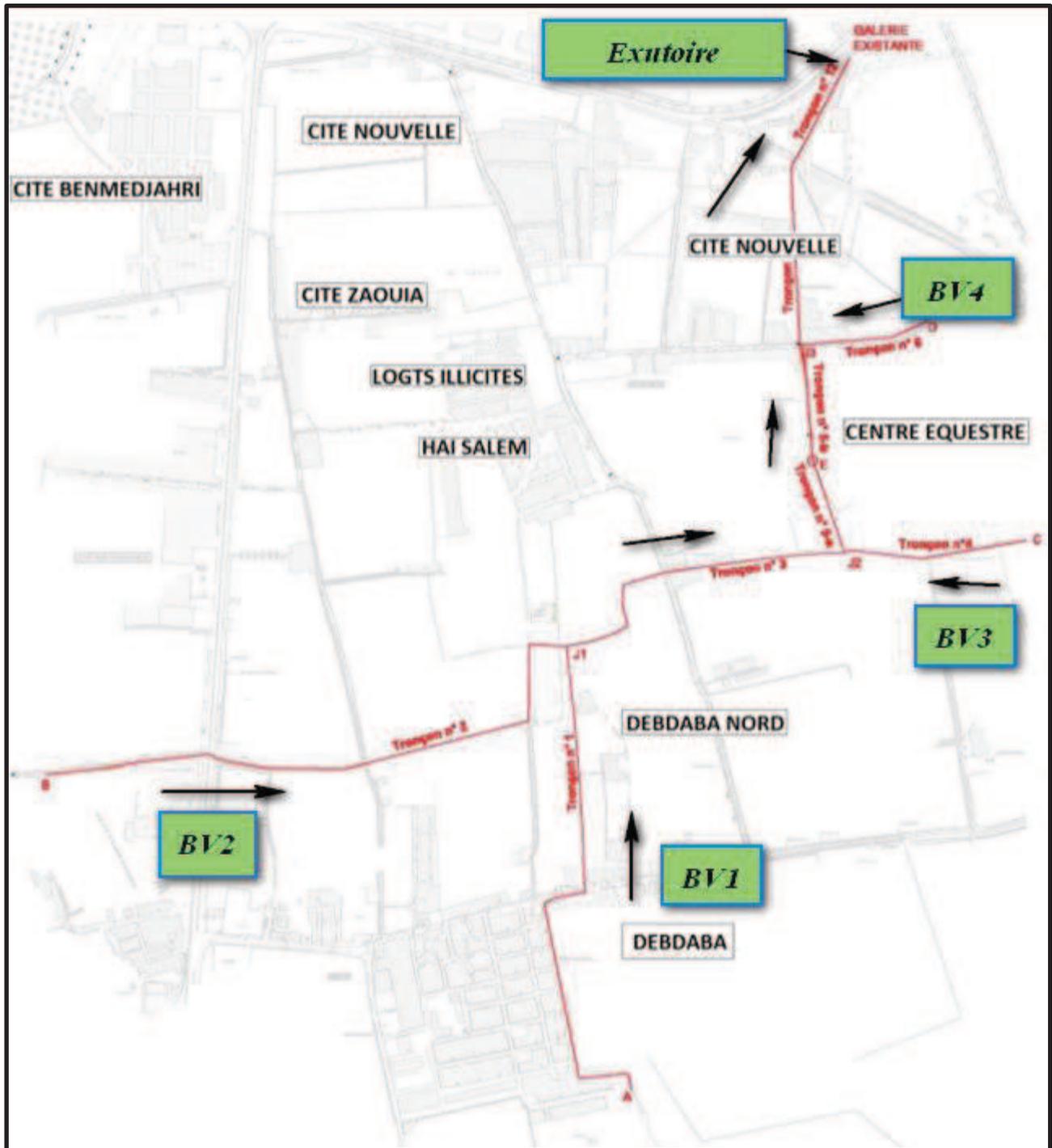


Figure II.5: Trace du réseau de drainage existant (calés sur les plans urbains)

3.2 ETAT DU RESEAU D'EAU PLUVIAL

✚ Les regards, ces issues qui doivent recueillir les eaux pluviales et les drainer en dehors de la ville, par les réseaux d'assainissement, paraissent être fermés par de divers objets solides (**Figure II.6**).



Figure II.6 : Regard obstrué par des déchets (AGC).

✚ Absence quasi totale des caniveaux sur plusieurs routes, ce qui entraîne des écoulements à ciel ouvert (**Figure II.7**).



Figure II.7 : Routes sans caniveaux (AGC).

✚ l'existence d'un faible entretien et du curage des canaux d'évacuation et surtout à cause de l'éparpillement des déchets emportés par les eaux de pluies (Figure II.8).



Figure II.8 : Canal obstrué sous l'effet des déchets emportés par les eaux de pluies (photo AGC).

✚ la vallée des jardins est constituée d'un réseau de ruelles très étroites, et d'un autre côté, les canaux d'évacuation sont bloqués par des ordures ménagères comme les sachets et les eaux usées. Par conséquent, l'eau stagne et l'inondation prend place lorsque la saison de pluie arrive (Figure II.9).



Figure II.9 : Obstruction des canaux par des ordures ménagères (photo AGC)

✚ Plusieurs regards à travers la vallée des jardins présentent des couronnes « tampons » non scellées ou absence totale de ces tampons, L'absence de ces tampons créés alors une entrée potentielle d'eaux parasites en temps de pluie, ainsi que des déchets solides. Il convient donc de remplacer rapidement ces tampons (**Figure II.10**).



Figure II.10 : Absence de tampon sur le regard (photo AGC).

CONCLUSION

Après avoir analysé les données disponibles sur la zone d'étude de la vallée des jardins, les résultats suivants peuvent être tirés:

- Absence quasi totale des avaloirs d'ouvrages d'évacuation des eaux pluviales ;
- Les canaux d'évacuation sont envasés par des déchets solides, cela est dû à l'absence totale d'entretien ;
- L'urbanisation de la région mal réfléchi (Béton, asphalte, et constructions illicites);
- Certains collecteurs sont sous dimensionnés ;
- Le défrichage des espaces forestiers ;

Ces éléments naturels et anthropiques soutiennent le ruissellement des eaux de surface en diminuant les vitesses d'infiltration.

Face à ces problématiques, l'objectif de ce travail est de chercher la solution pour protéger la vallée des jardins contre les inondations.

Les étapes à suivre sont dans un premier temps, l'analyse hydrologique puis l'étude hydraulique. Le travail hydrologique préalable aboutira à la réalisation des hydrogrammes de crue qui serviront pour la simulation hydraulique du scénario envisagé. Et enfin la dernière étape est les études des aménagements à mettre en place.

INTRODUCTION

L'objectif est de présenter dans ce chapitre, une approche hydrologique afin d'essayer de comprendre le fonctionnement hydrologique et de déterminer les différentes caractéristiques du bassin versant de la vallée des jardins, dans le but d'estimer les périodes de retours et de déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception des aménagements de cours d'eau, le dimensionnement des ouvrages de franchissement ainsi que la protection des zones urbaines contre les inondations. A cet effet quatre sous bassins versants ont été étudié et traité séparément. 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.

III.1 METHODES DE PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE

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

1.1 CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES EXISTENT EN NOMBRE SUFFISANT

Il existe plusieurs méthodes dans ce cas, dont :

❖ Méthode des maxima annuels

Quand on dispose de séries d'observations hydrométriques assez longues (généralement un nombre d'année >20 ans), 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 :

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

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

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

1.2 CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES SONT INSUFFISANTES

❖ Méthode 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 1cm (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.

1.3 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 m³/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).

❖ Méthode 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 m³/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.

❖ **Méthode 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).

 **Données de base de l'étude**

- Cartes d'état-major : MOSTAGANEM-NI-31-XIX-11-EST l'échelle 1 /25000 ;
- Cartes d'état-major : MOSTAGANEM-NI-31-XIX-11- OUEST l'échelle 1 /25000 ;
- Données pluviométriques de Mostaganem ;
- Données climatique de wilaya de Mostaganem.

III.2 DEFINITION DE L'HYDROLOGIE

L'hydrologie constitue la partie la plus délicate des études relatives aux crues et aux dimensionnements précis d'ouvrages de protection. Son objectif est de comprendre les processus de transformation des pluies en débits observés et de caractériser les crues.

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux. L'hydrologie au sens large regroupe :

- la climatologie, pour la partie aérienne du cycle de l'eau (précipitations, retour à l'atmosphère, transferts, etc.) ;
- l'hydrologie de surface au sens strict, pour les écoulements à la surface des continents
- l'hydrodynamique des milieux non saturés pour les échanges entre les eaux de surface et les eaux souterraines (infiltration, retour à l'atmosphère à partir des nappes, etc.) ;
- l'hydrodynamique souterraine (sensu stricto) pour les écoulements en milieux saturés.

L'hydrologie de surface est la science qui traite essentiellement des problèmes qualitatifs et quantitatifs des écoulements à la surface des continents. Ces problèmes se ramènent généralement à des prévisions (associer à une date une certaine grandeur) ou des prédéterminations (associer à une grandeur une certaine probabilité) de débits ou de volume en un point ou sur une surface.

III.3 DEFINITION D'UN BASSIN VERSANT

On appelle bassin versant, ou bassin de drainage, d'une rivière considérée en un point donné de son cours, l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de la rivière. Si le sol est imperméable, il est bien évident que les limites du bassin sont définies topographiquement par la ligne de crête le séparant d'un bassin voisin (bassin topographique). Pour les sols perméables, le bassin versant réel peut différer du bassin topographique. Mais, sauf dans le cas d'une circulation interne particulièrement intense (terrain karstique, basaltes, couches sableuses très puissantes), cet effet est surtout sensible pour de très petits bassins. En pratique, on admet la plupart du temps que le bassin versant coïncide avec le bassin topographique.

III.4 CARACTERISTIQUE MORPHOLOGIQUE DES BASSINS VERSANTS

4.1 PARAMETRES GEOMETRIQUES

4.1.1 Superficies et périmètres des sous-bassins versants

Les superficies et les périmètres des bassins versant sont mesurés à l'aide du logiciel *Mapinfo 10.5* à la base des deux cartes d'état-major de Mostaganem EST et OUEST (Figure III.1).

- **Tableau III.1: Surfaces et périmètres des sous bassins**

Numéro	BV 1	BV 2	BV 3	BV 4	Total
Surface (km ²)	2.73	5.59	5.89	2.35	16.56
Périmètre (km)	7.84	12.04	10.48	8.89	39.25

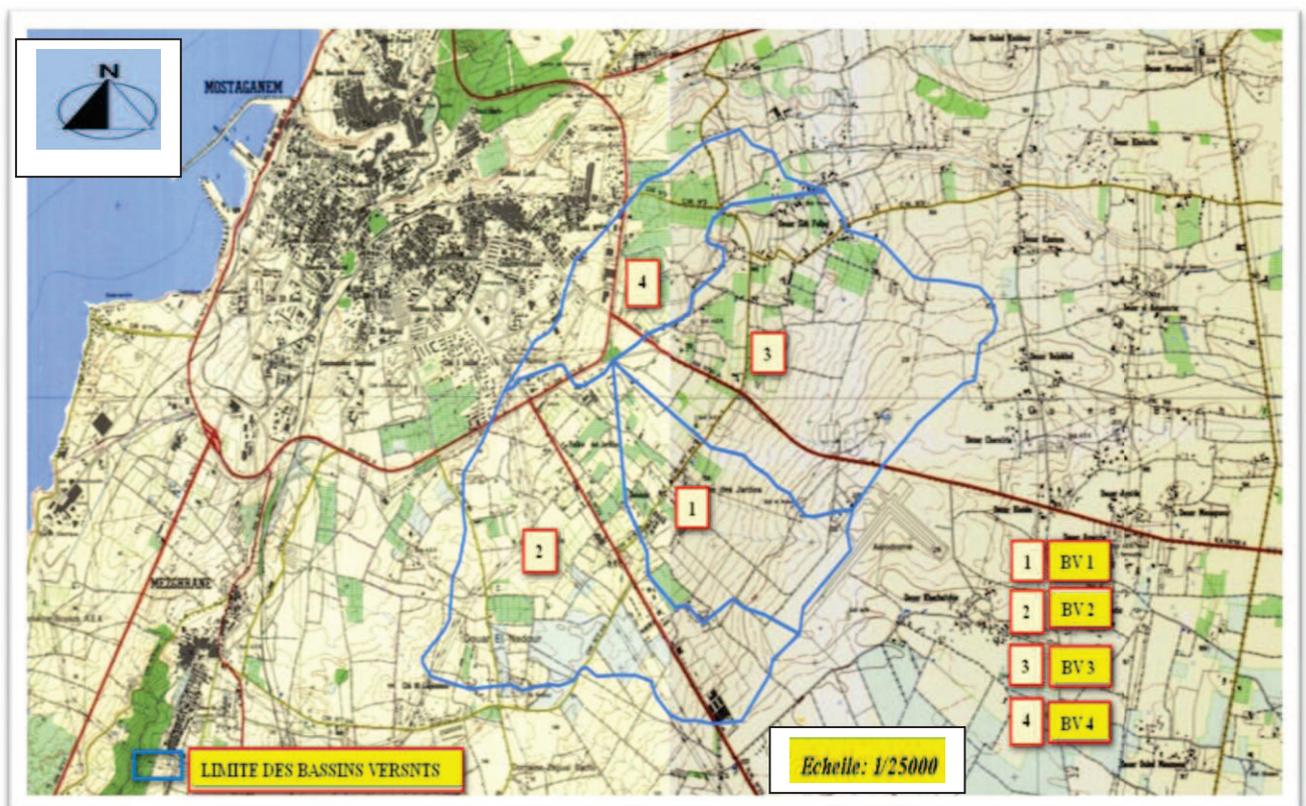


Figure III.1: Localisation des bassins versants d'étude (extrait des cartes au 1/25 000 è, feuille de Mostaganem).

4.2 LES CARACTERISTIQUES DE FORME

Les principales sont de nombre de 4 :

- indice de compacité.
- relief, caractérisée par la courbe hypsométrique.
- rectangle équivalent.
- indice de pente.

4.2.1 L'indice de compacité de Gravellius « Kc »

Le contour d'un bassin versant enferme une superficie S, qui a une certaine forme, laquelle va avoir une influence sur l'écoulement global et sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée. Un bassin longiligne ne réagira pas de la même manière qu'un bassin de forme arrondie.

L'indice de compacité (**Kc**) est estimé selon la relation:

$$\mathbf{Kc} = \frac{\mathbf{P\acute{e}rim\acute{e}tre\ du\ SBV(P)}}{\mathbf{P\acute{e}rim\acute{e}tre\ du\ cercle\ de\ m\^eme\ superficie(P')}}$$

On a:

$$\bullet \quad \mathbf{A = \pi \cdot R^2} \quad \mathbf{R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}; \quad \left\{ \begin{array}{l} s: \text{superficies (Km}^2\text{)} \\ R: \text{rayon (Km)} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\bullet \quad \mathbf{P' = 2 \pi R}$$

Donc:

$$\bullet \quad \mathbf{P' = 2 \pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}}$$

$$\mathbf{Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} = 0,282 \frac{P}{\sqrt{S}}}$$

Tableau III.2:Indice de compacité des SBV

Bassin Versant	indice de compacité
BV1	1,34
BV2	1,44
BV3	1,22
BV4	1,64

4.2.2 Le relief

Le relief est caractérisé par la courbe hypsométrique (voir Figure (III.1.1, III.1.2, III.1.3, III.1.4)). Cette courbe est obtenue en portant :

- En abscisses, l'altitude considérée ;
- En ordonnées, la surface partielle du bassin versant pour laquelle chaque point a une cote au moins égale à cette altitude.

LES COURBES HYSOMETRIQUES

La courbe hypsométrique du BV1 :

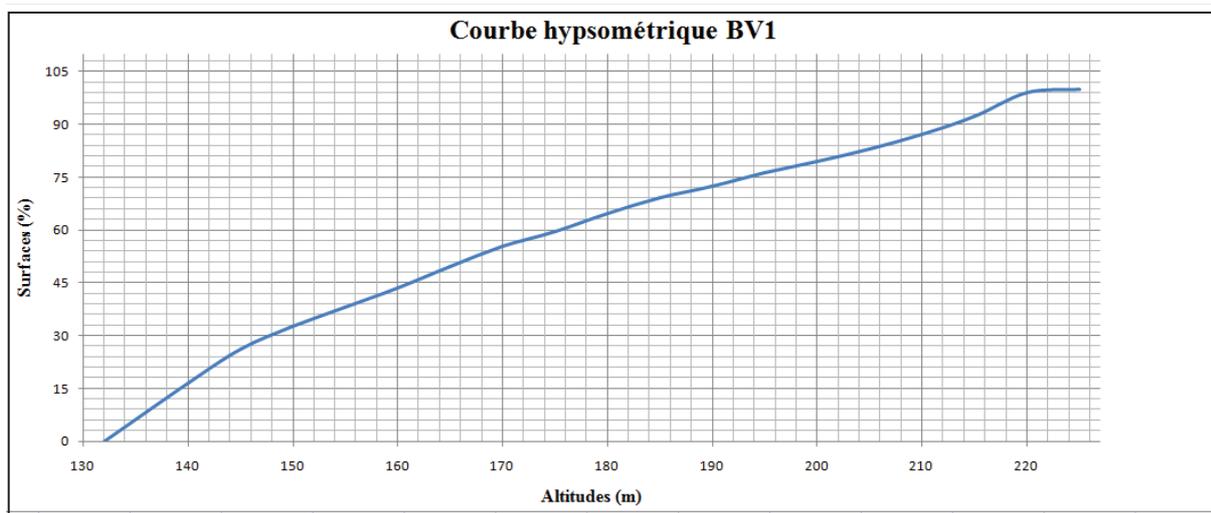


Figure III.1.1 : La courbe hypsométrique du BV1

La courbe hypsométrique du BV2 :

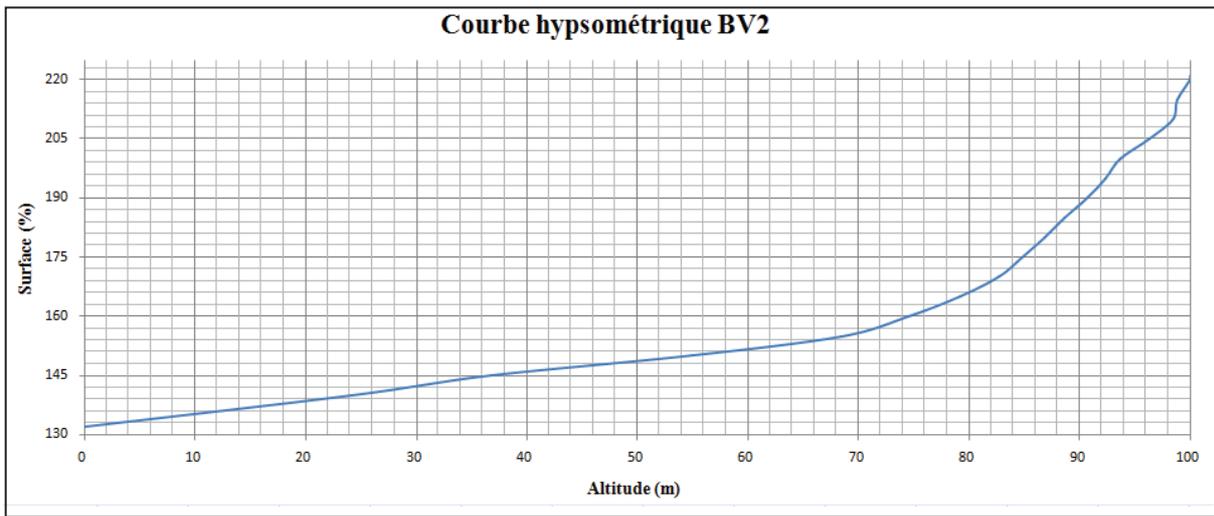


Figure III.1.2 : La courbe hypsométrique du BV2

La courbe hypsométrique du BV3 :

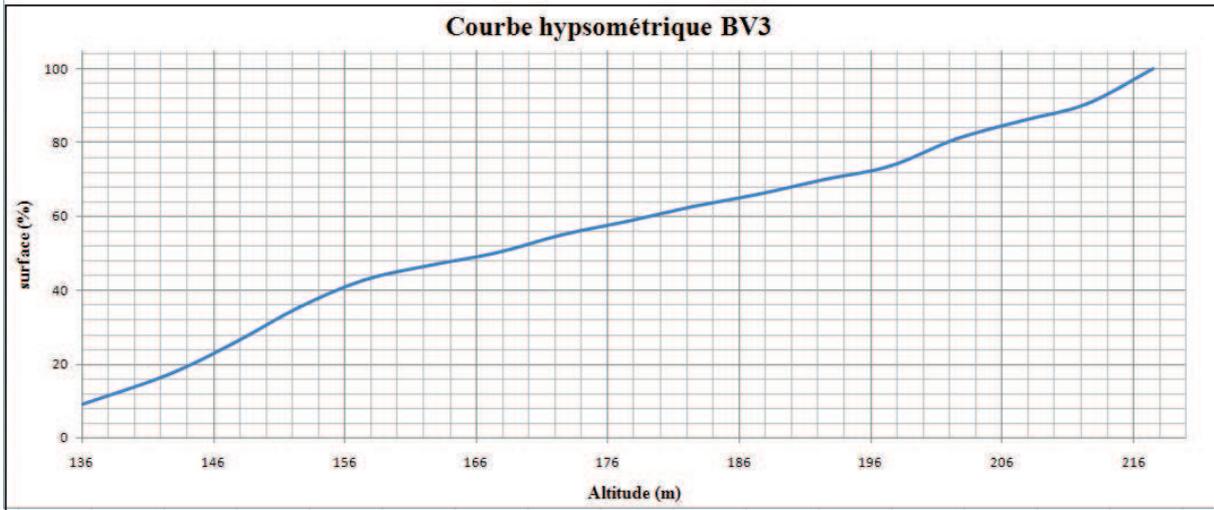


Figure III.1.3 : La courbe hypsométrique du BV3

La courbe hypsométrique du BV4 :

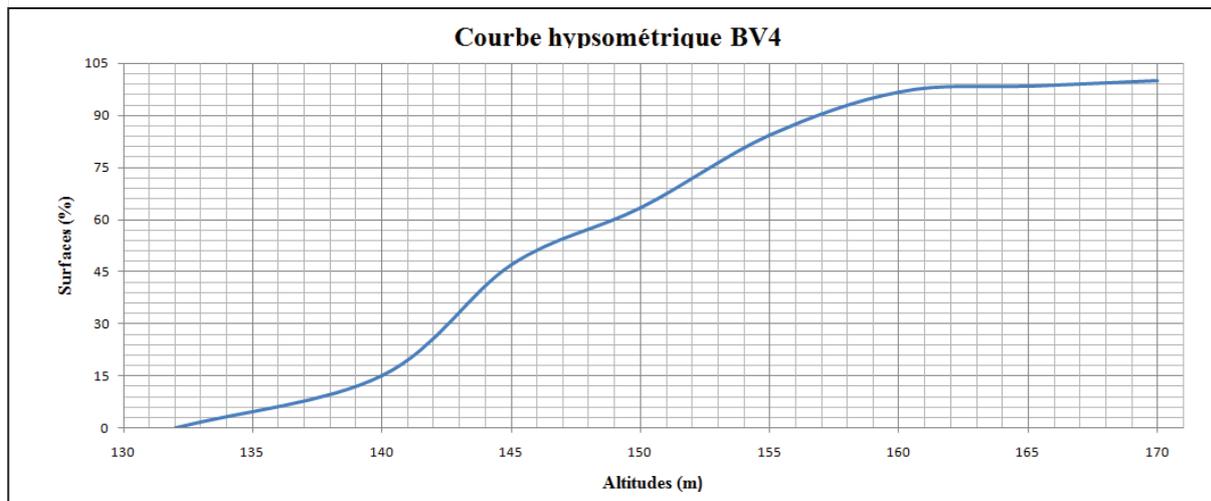


Figure III.1.4 : La courbe hypsométrique du BV4

4.2.3 Le rectangle équivalent

Ce nouveau paramètre facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle :

- le contour du bassin versant devient un rectangle de même périmètre ;
- les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle ;
- l'exutoire est un des petits côtés du rectangle
- Les caractéristiques (Longueur L_{re} et largeur l_{re}) du Rectangle Equivalent sont évaluées à l'aide des équations suivantes:

- Longueur :
$$L_{re} = \frac{k_c \cdot \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] [\text{km}]$$

- Largeur :
$$l_{re} = \frac{k_c \cdot \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] [\text{km}]$$

Avec :

- S: Surfaces des bassins versants [Km^2] ;
- P: Périmètres des bassins versants [Km] ;
- Kc: Indice de compacité;
- L: La longueur du rectangle équivalent [Km] ;
- l: La largeur du rectangle équivalent [Km].

L'écartement entre deux courbes de niveau consécutives se calcule selon l'expression:

$$L_i = (L_{re} S_i) / 100 \quad [\text{km}]$$

Ces informations permettent de tracer les Rectangles Equivalents. (Voir annexe 2)

Tableau III.3: Caractéristiques du Rectangle équivalent des bassins-versants.

Bassin Versant	Longueur (Lre), km	Largeur (Ire), km
BV1	3,054	0,894
BV2	4,890	1,124
BV3	3.607	1.633
BV4	3.836	0,613

LES RECTANGLES EQUIVALENTS

Rectangle équivalent du BV1 :

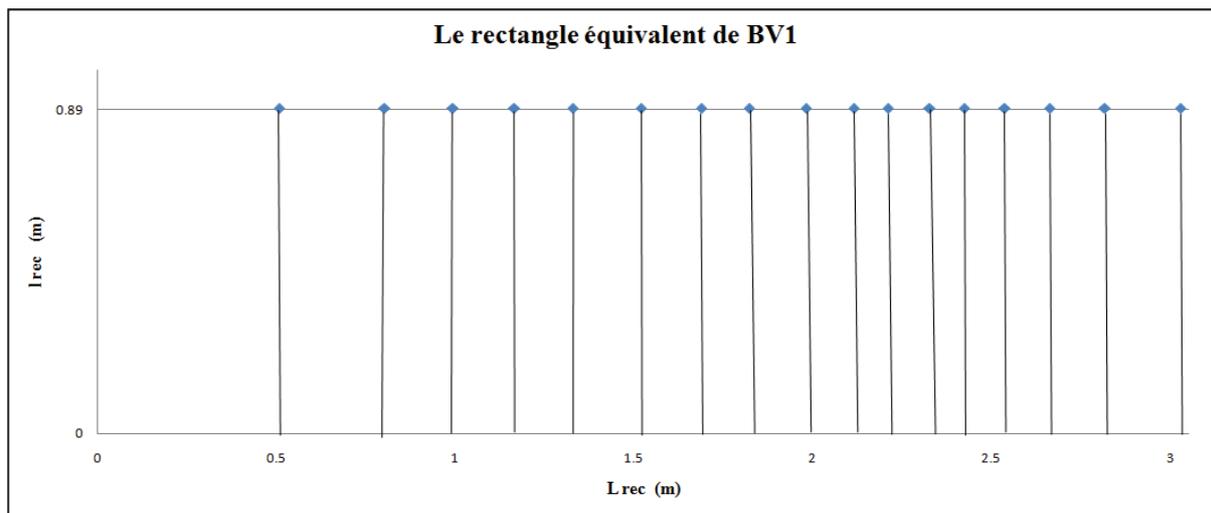


Figure III.1.5 : Rectangle équivalent du BV1

Rectangle équivalent du BV2 :

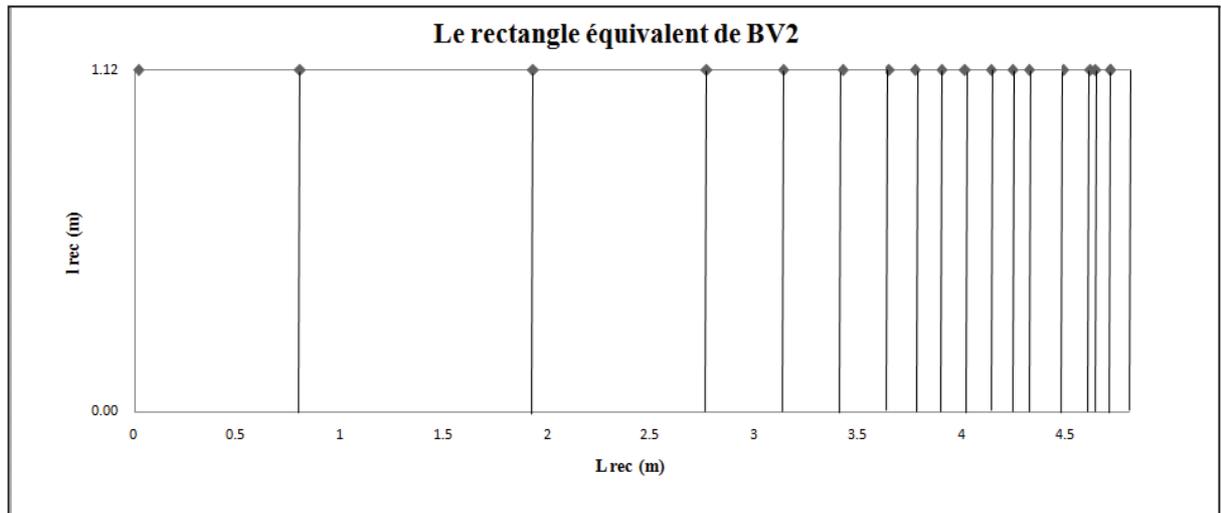


Figure III.1.6 : Rectangle équivalent du BV2

Rectangle équivalent du BV3 :

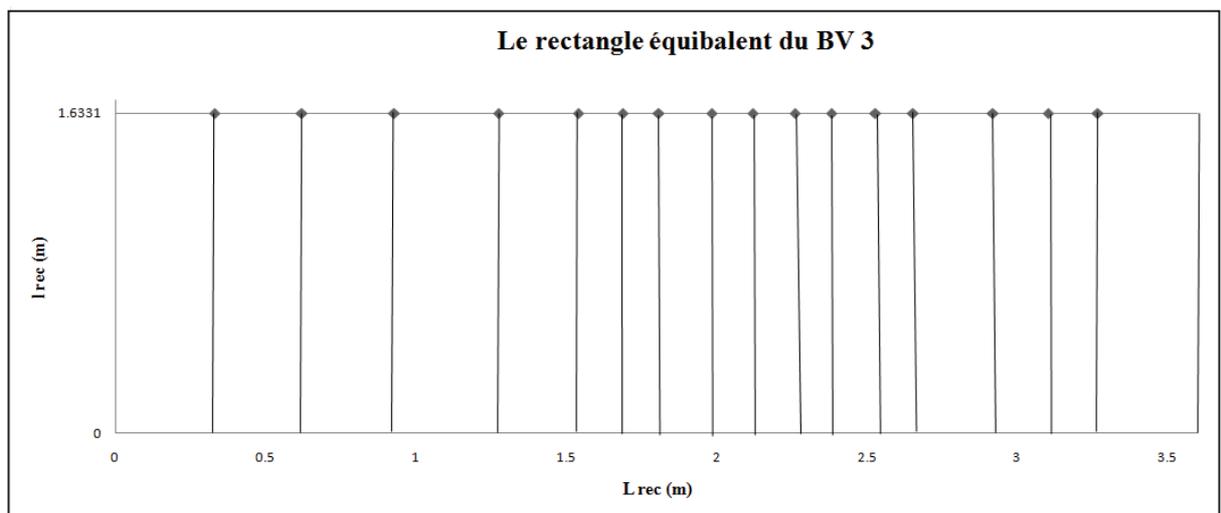


Figure III.1.7 : Rectangle équivalent du BV3

Rectangle équivalent du BV4 :

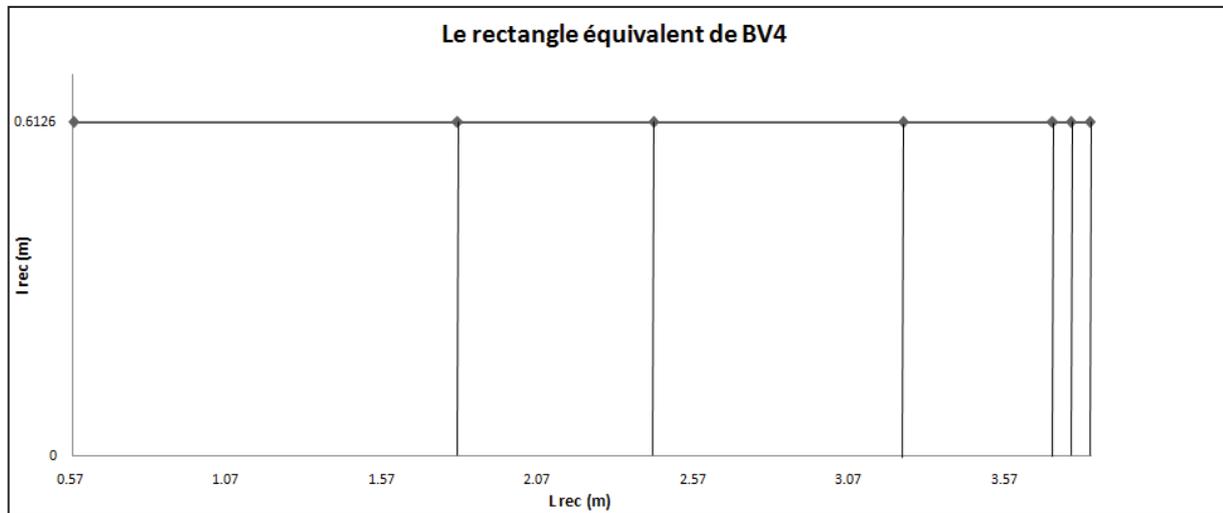


Figure III.1.8 : Rectangle équivalent du BV4

4.2.4 Les indices de pentes

a. Indice de pente de roche

Si a_1, a_2, \dots, a_n sont les lignes de niveau croissant de l'exutoire au point culminant (c'est-à-dire le plus élevé), la pente moyenne entre deux lignes de niveau, cotées a_i et a_{i-1} , sera $(a_i - a_{i-1}) / x_i$ où x_i = distance qui sépare les deux courbes de niveau sur le rectangle équivalent.

L'indice de pente de Roche est défini par la relation suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})}$$

Où L et a_i sont exprimés en mètre et β_i = surface de bassin versant (en%) comprise entre a_i et a_{i-1} . (Avec L est la longueur de rectangle équivalent).

Tableau III.4 : Caractéristique d'indice de pente des bassins versants

Bassin Versant	Indice de pente (%)
BV1	0,011
BV2	0,02
BV3	0,026
BV4	0,020

b. Indice de pente global

$I_g = \frac{\Delta}{L}$, où Δ est la dénivelée totale. Mais en réalité, on prend : $\Delta = H_{95} - H_5$

Pour nos sous bassins versants, on a donc :

Tableau III.5 : L'indice de pente global des bassins versants

Bassin versant	Indice de pente global
BV 1	27.18
BV 2	14.11
BV 3	22.18
BV 4	6.26

c. Indice de pente moyenne

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée (la différence entre H_{\max} et H_{\min}) et la longueur de rectangle équivalent.

L'indice de pente moyenne est défini par la relation suivante :

$$I_m = \Delta H / L = (H_{\max} - H_{\min}) / L$$

Tableau III.6 : L'indice de pente moyenne des bassins versants

Bassin versant	Indice de pente moyenne
BV 1	0.03
BV 2	0.018
BV 3	0.024
BV 4	0.01

d. Dénivelée spécifique Ds

La dénivelée spécifique permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M (l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-mer.), qui permet définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies .La dénivelée spécifique est définie comme suit :

Tableau III.7 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M

R1	Relief très faible	Ds<10m
R2	Relief faible	10m<Ds<25m
R3	Relief assez faible	25m <Ds<50m
R4	Relief modéré	50m <Ds<100m
R5	Relief assez fort	100m <Ds<250m
R6	Relief fort	250m <Ds<500m
R7	Relief très fort	Ds> 500m

La dénivelée spécifique est définie par la relation suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

I_g: pente global

S: surface de BV

Tableau III.8: La dénivelée spécifique

Bassin Versant	Ds en (m)	Observation
BV1	44.90	Relief assez faible
BV2	33.09	Relief assez faible
BV3	53.83	Relief modéré
BV4	9.60	Relief très faible

III.5 CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

5.1 LE CHEVELU HYDROGRAPHIQUE

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes (**Figure III.2**). La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux :

5.1.1 La géologie

Par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique. Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches ignées (i.e. des "roches de feu" dénommées ainsi car ces roches proviennent du refroidissement du magma). La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, force le courant à changer de direction.

5.1.2 Le climat

Le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses comme notre BV et très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.

5.1.3 La pente du terrain

Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire. Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent. Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

5.1.4 La présence humaine

Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate. L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification. Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

5.1.5 La topologie (structure du réseau et ordre des cours d'eau)

Par topologie, on entend l'étude des propriétés géométriques se conservant après déformations continues. Par extension, la topologie étudie les notions de voisinage et de limite. Appliquée à l'hydrologie, la topologie s'avère utile dans la description du réseau hydrographique notamment en proposant une classification de ceux-ci. A titre d'exemple, on trouve les types dendritiques, en treillis, en parallèle, rectangulaire, à méandre, anastomosé, centripète, etc.

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et affluents). L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau. La codification des cours d'eau est également utilisée pour la codification des stations de mesures, permettant ainsi un traitement automatisé des données. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de Strahler (1957) qui est la plus utilisée.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1;

- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.

Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire. Il existe d'autres classifications de ce type comme celle de Horton (1945) qui est parfois utilisée dans le même but.

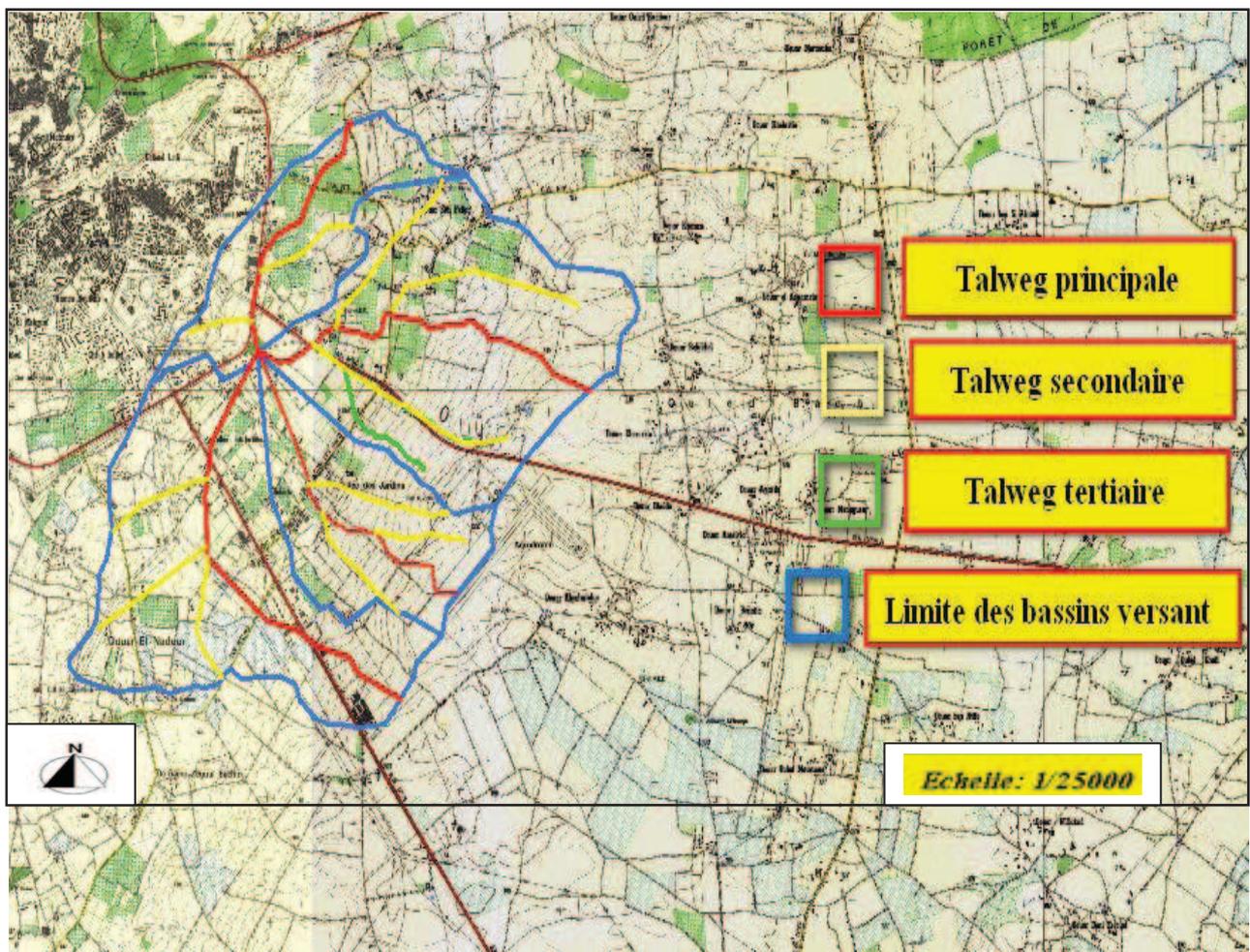


Figure III.2 : Réseau hydrographique

Tableau III.9: Caractéristiques du réseau hydrographique (à l'aide de MapInfo10.5)

Bassin versant	Ordre	Nombre	Longueur [km]
BV1	1	4	4.694
	2	1	1.64
	total	5	6.334
BV2	1	5	5.34
	2	1	2.574
	total	6	7.914
BV3	1	5	8.98
	2	2	1.409
	3	1	0.603
	total	8	10.992
BV4	1	3	3.302
	2	1	0.654
	total	4	3.956

5.2 LE PROFIL EN LONG

Pour tracer le profil en long d'un oued, on porte sur un graphique :

- En abscisse, la distance du point à l'exutoire ;
- En ordonnées, l'altitude du même point

Le profil en long d'oued de chaque bassin (**annexe 3**)

5.2.1 Longueur du thalweg principal (km)

Les longueurs des thalwegs principaux (**Figure III.3**) de chaque sous bassin versant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Longueur du thalweg principal

Bassin versant	BV 1	BV 2	BV 3	BV 4
Longueurs du thalweg principal (km)	3.28	2.88	3.84	2.28

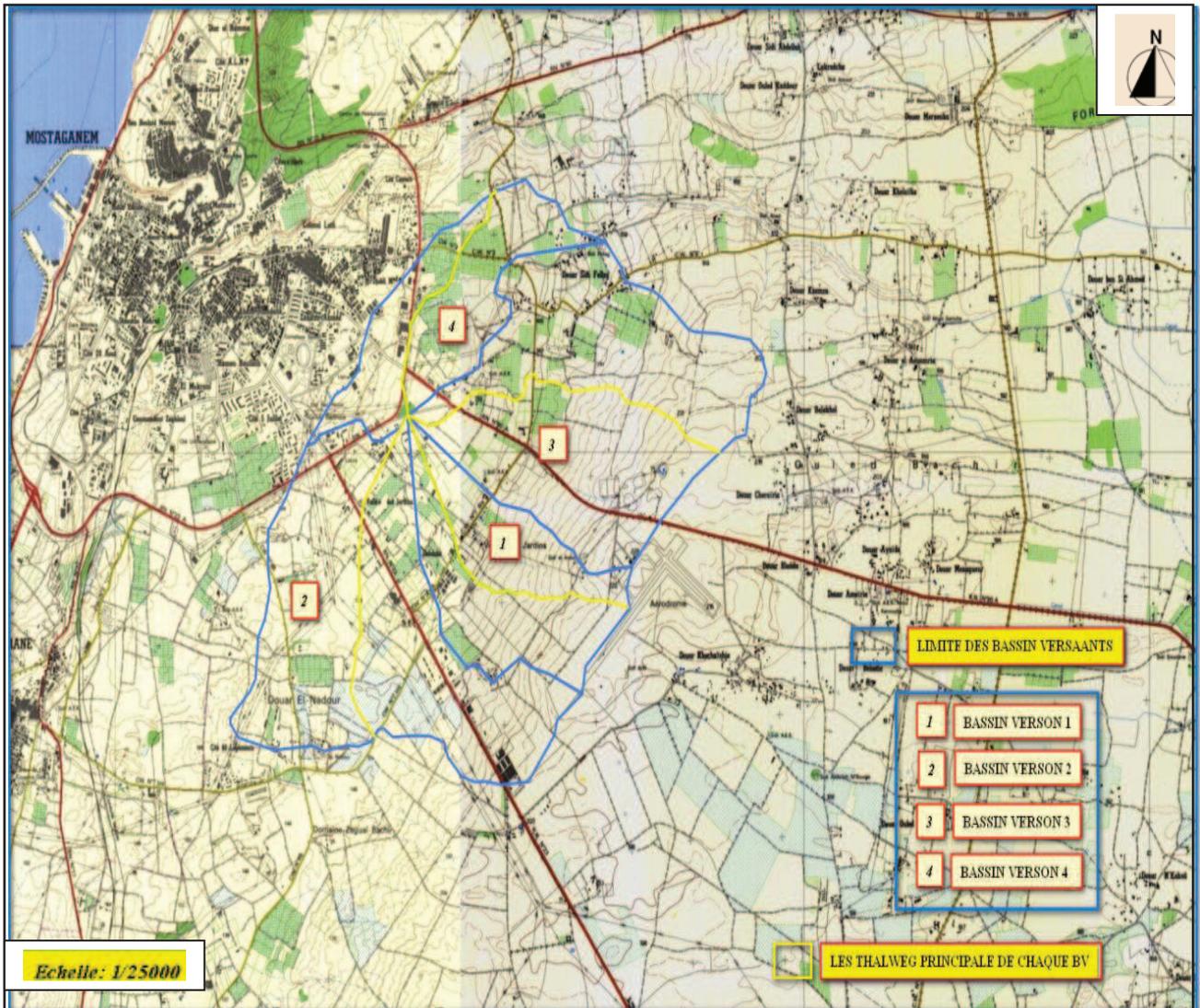


Figure III.3 : Les talwegs principaux

5.2.2 la pente moyenne de cour d'eau principale

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec :

- ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

- ΔL : distance entre ces deux points (km).

Tableau III.11 : La pente moyenne de cour d'eau

Les BV	ΔH (m)	ΔL (km)	Ic (%)
BV1	78	3.28	23.78
BV2	89	2.88	30.9
BV3	88	3.83	22.94
BV4	38	2.28	16.67

5.3 LA DENSITE DE DRAINAGE

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la surface totale du bassin versant.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Avec :

- D_d : Densité de drainage [km/km²] ;
- L_i : Longueur de cours d'eau [km] ;
- S : Surface du bassin versant [km²].

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12: Densité de drainage

Bassins versants	unités	BV1	BV2	BV3	BV4
Densité de drainage	Km/km ²	2.32	1.44	1.86	1.68

5.4 LE COEFFICIENT DE TORRENTIALITE C_T

$$C_t = D_d \cdot F_1 = D_d \frac{N}{S}$$

Avec :

- D_d : la densité de drainage.

- N : Nombre des talwegs d'ordre 1.
- S : Surface du bassin versant.

La densité de talwegs élémentaires, ou fréquence des oueds élémentaires :

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

Où

- N_1 : nombre de talweg d'ordre 1
- S : surface de bassin versant

Tableau III.13: Le coefficient de torrentialité C_t

Les BV	N1	F1	Ct
BV1	4	1.47	3.40
BV2	5	0.91	1.31
BV3	5	0.85	1.58
BV4	3	1.28	2.15

5.5 LE TEMPS DE CONCENTRATION

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point, hydrauliquement le point le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

a) La formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937)

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5Lp}{0.8\sqrt{H_{lmoy} - H_{min}}}$$

- L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)
- S : La superficie du bassin versant (Km^2)
- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)
- H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

b) La formule de PASSINI – TURAZZA

$$T_c = \frac{0.108 * (S * L)^{1/3}}{\sqrt{I_{\text{moy}}}}$$

c) La formule de KIRPICH

$$T_c = 0.38 \left(\frac{L}{\sqrt{I_c}} \right)^{0.77}$$

I_c : pente moyenne du thalweg principale.

d) La formule de SR Etat de Californie

$$T_c = 3.98 * \left(\frac{L}{\sqrt{I_{\text{moy}}}} \right)^{0.77}$$

Tableau III.14 : Récapitulatif des Temps de concentration

T_c (heure)	Bassin versant	Formule			
		GIANDOTTI	PASSINI-TURAZZA	KIRPICH	SR Etat de Californie
	BV1	1.84	1.63	0.56	2.23
	BV2	3.5	1.6	0.50	2.11
	BV3	2.99	2.18	0.80	3.35
	BV4	3.04	1.56	0.60	5.44

COMMENTAIRE

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur T_c de GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie, parce que la formule de GIANDOTTI tient compte plusieurs paramètres géométriques du bassin.

5.6 VITESSE DE RUISSELLEMENT

Cette vitesse de ruissellement est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L_t}{T_c}$$

Avec :

- V_r : Vitesse de ruissellement [Km/heure];
- L_t : Longueur de talweg principal en [Km];
- T_c : Temps de concentration en [heure].

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-après :

Tableau III.15 : Vitesse de ruissellement

Bassins versants	unités	BV1	BV2	BV3	BV4
Vitesse de ruissellement	Km/heure	1.41	0.8	1.28	0.75

III.6 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

6.1 DONNEES DISPONIBLES

L'analyse du climat a été effectuée sur la base d'une collecte de documents et d'informations au niveau de **quatre** sources différentes, à savoir:

- L'office National de la Météorologie (**ONM**);
- L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (**ANRH**);
- L'Agence Nationale des barrages (**ANBT**);
- Et le recueil de données climatologiques anciennes Seltzer (1946),

6.2 DESCRIPTION DU CLIMAT

Les facteurs du climat sont décrits sur la base d'informations de l'Atlas climatologique national, (O, N, M, 1984), Cet Atlas a présenté pour la station de **Mostaganem** des informations d'une période d'une dizaine d'année de fonctionnement (**1976-1984**)

Tableau III.16: Les caractéristiques de la station Mostaganem

Bassin versant	Station	Indicatif	Longitude	Latitude [N]	Altitude [m]	Période de fonctionnement	an
Côtiers Oranais	Mostaganem	60457	00°12' E	35°61'	137	1976-1984	09

6.2.1 Les facteurs climatologiques pris en considération sont

- a. Les précipitations
- b. La température
- c. L'humidité relative et l'humidité absolue (ou tension de vapeur);
- d. L'évaporation "Piche"
- e. La pression atmosphérique
- f. Le vent
- g. L'insolation
- h. La nébulosité
- i. La gelée
- j. La neige
- k. Les tempêtes de sable, la pression atmosphérique

La ville de **Mostaganem** est située sur le littoral méditerranéen, Dans le découpage hydrographique, elle est localisée dans le sous bassin **Côtiers-Mostaganem** «Code ANRH:04-06».

a. Les précipitations

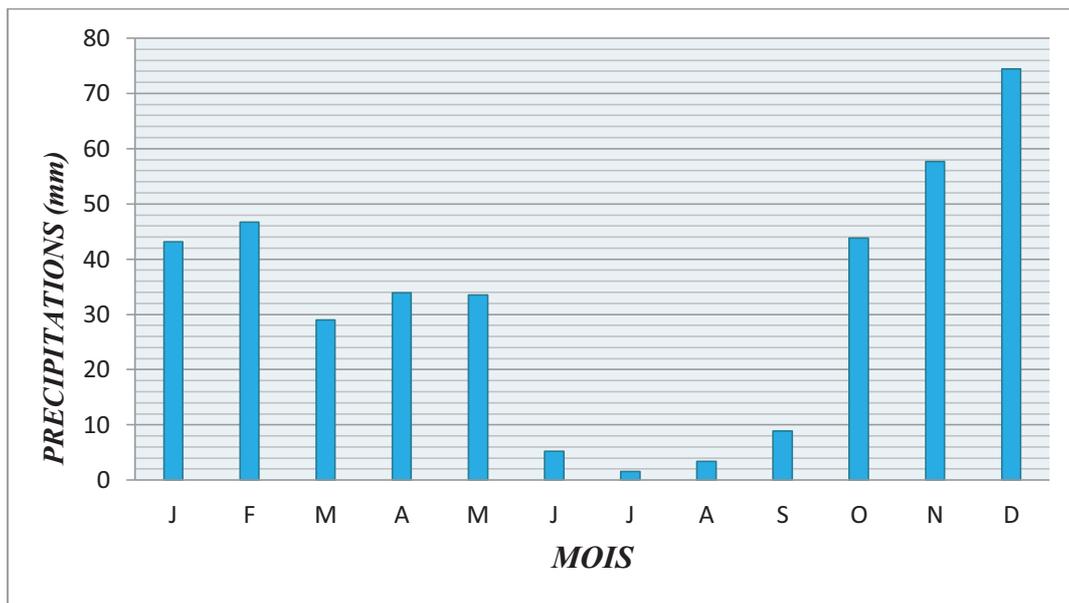
Les précipitations constituent l'un des paramètres climatiques les plus importants, elles permettent d'apprécier le débit d'écoulement au niveau du bassin versant.

Les précipitations constituent une contrainte en raison des dommages qu'elles peuvent engendrée lors des crues exceptionnelles.

L'analyse est basée sur des données des précipitations mensuelles et annuelles, d'une période qui s'étale sur 9 ans, (1976 à 1984). Les données sont regroupées dans le tableau ci-joint :

TableauIII.17: Précipitations moyennes et maximales mensuelles et annuelles en (mm) de la période (1976 / 1984) d'après l'O.N.M.

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
moy	43.1	46.7	29.0	33.9	33.5	5.2	1.6	3.4	8.9	43.9	57.7	74.4	381
max	47.1	27.1	37.5	31.2	38.8	8.9	7.5	13.3	12.9	47.8	173.3	77.4	173



Graphe III.1: Répartition mensuelle des précipitations à Mostaganem.

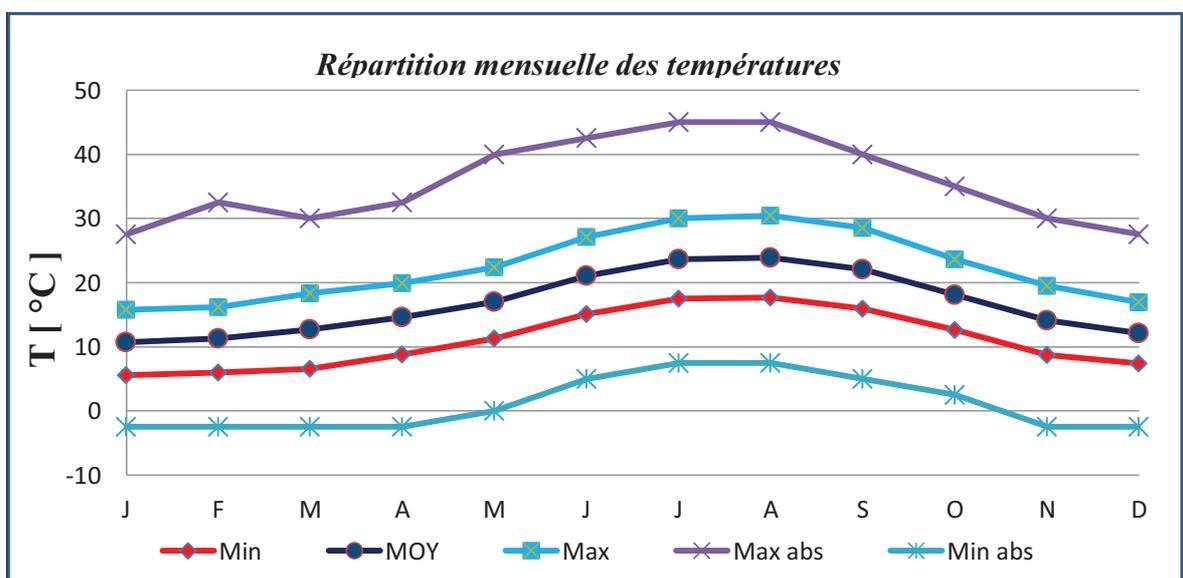
b. Température de l'air

Mostaganem se distingue par une température moyenne annuelle est égale à **16,8°C**, Les mois les plus chauds sont les mois de **Juin, Juillet, Août et Septembre** durant lesquels les températures moyennes dépassent les **20°C**, En hiver, les températures moyennes mensuelles ne descendent jamais sous la barre de **10°C**, Les températures minimales et maximales absolues sont respectivement de **-2,5 °C et 45,0 °C**, L'amplitude thermique annuelle est donc de **47,5 °C**,

La distribution des températures d'aire moyennes mensuelles et leurs valeurs extrémales, selon les données de la station de Mostaganem (ONM, 1976-1984), est donnée par le tableau suivant :

Tableau III.18 : La distribution des températures d'aire moyennes mensuelles et leur valeurs extrémales(en °C)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	an
Min	5.6	6.0	6.6	8.8	11.3	15.1	17.5	17.7	15.9	12.6	8.7	7.4	11.1
Moy	10.7	11.3	12.7	14.6	17.0	21.1	23.6	23.9	22.1	18.1	14.1	12.1	16.8
Max	15.8	16.2	18.3	19.9	22.4	27.1	30.0	30.4	28.5	23.6	19.5	16.9	22.4
Max abs.	27.5	32.5	30.0	32.5	40.0	42.5	45.0	45.0	40.0	35.0	30.0	27.5	35.6
Min abs.	-2.5	-2.5	-2.5	-2.5	0.0	5.0	7.5	7.5	5.0	2.5	-2.5	-2.5	-2.5



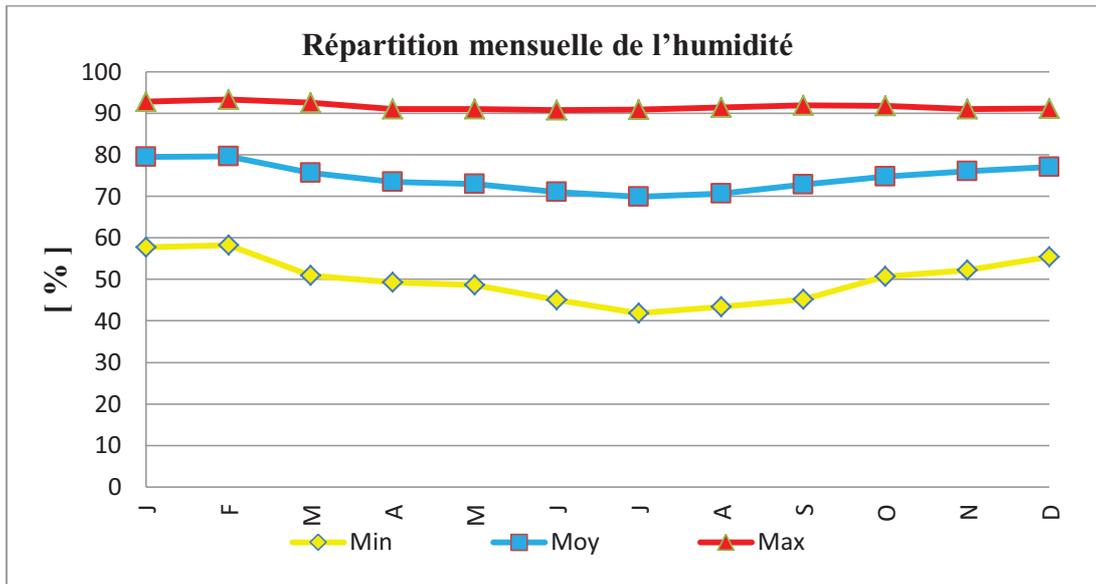
Graphe III.2: Répartition mensuelle des températures

c. L'humidité relative

L'humidité relative mensuelle varie de **41,8 %** pendant le mois le plus chaud à **93,4 %** au mois de Février, La moyenne annuelle est de **74,5%**, est donnée par le tableau au-dessous:

Tableau III.19 : L'humidité relative mensuelle

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
min	57.8	58.2	50.9	49.3	48.7	45.1	41.8	43.4	45.2	50.7	52.2	55.4	49.9
moy	79.5	79.7	75.5	73.5	73.0	71.0	69.9	70.7	72.8	74.8	76.0	77.1	74.5
max	92.8	93.4	92.6	91.1	91.1	90.8	90.9	91.4	91.9	91.8	91.0	91.2	91.7



Graph III.3: Répartition mensuelle de l'humidité

d. La tension de vapeur

La tension de vapeur suit la même tendance que l'humidité relative, elle passe d'une valeur de **10,3** mb en Janvier à **20,4** mb au mois d'Août; la moyenne annuelle étant de **14,4** mb, est donnée par le tableau au-dessous :

Tableau III.20 : La tension de vapeur

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
moy	10.3	10.7	11.1	12.0	13.9	17.3	19.6	20.4	19.0	15.4	12.2	11.0	14.4

e. L'évaporation « PICHE »

L'évaporation "Piche" à l'échelle annuelle est de **3,3** mm, les maxima sont atteints entre **Juin et Septembre** et les minima en **Janvier et Février**, est donnée par le tableau au-dessous :

Tableau III.21 :L'évaporation

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
moy(mm)	2.1	2.2	2.6	3.0	3.4	4.5	4.7	4.4	4.1	3.2	2.5	2.5	3.3

f. La durée de l'insolation

La durée de l'insolation est de **8,0** heures par jour en moyenne, Les journées les plus longues (**10,6** heures) ont lieu pendant le mois de **Juillet**, Les durées minimales sont de l'ordre de **5,7 à 6,1** heures s'observent entre le mois de **Décembre à Février**.la durée de l'insolation est donnée par le tableau au- dessous :

Tableau III.22 : La durée de l'insolation

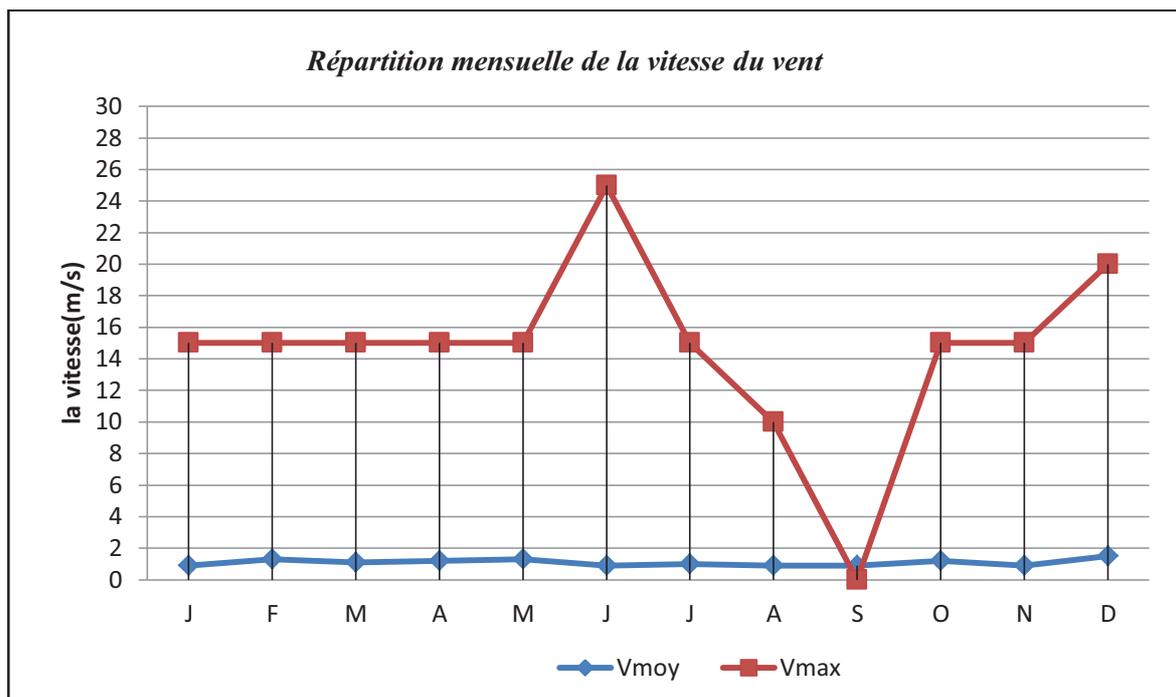
mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Moy (heures)	6.1	6.1	7.6	8.0	9.1	9.7	10.6	9.8	8.6	7.7	6.6	5.7	8

g. La vitesse du vent

Les vitesses moyennes mensuelles du vent varient de **0,9 à 1,5** m/s et les maxima dépassent les **36** m/s au mois de **Septembre**, est donnée par le tableau au-dessous :

Tableau III.23 : La vitesse du vent (m/s)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
moy	0.9	1.3	1.1	1.2	1.3	0.9	1.0	0.9	0.9	1.2	0.9	1.5	1.1
max	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	25.0	15.0	10.0	>36	15.0	15.0	20.0	>36



Graphe III.4 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent

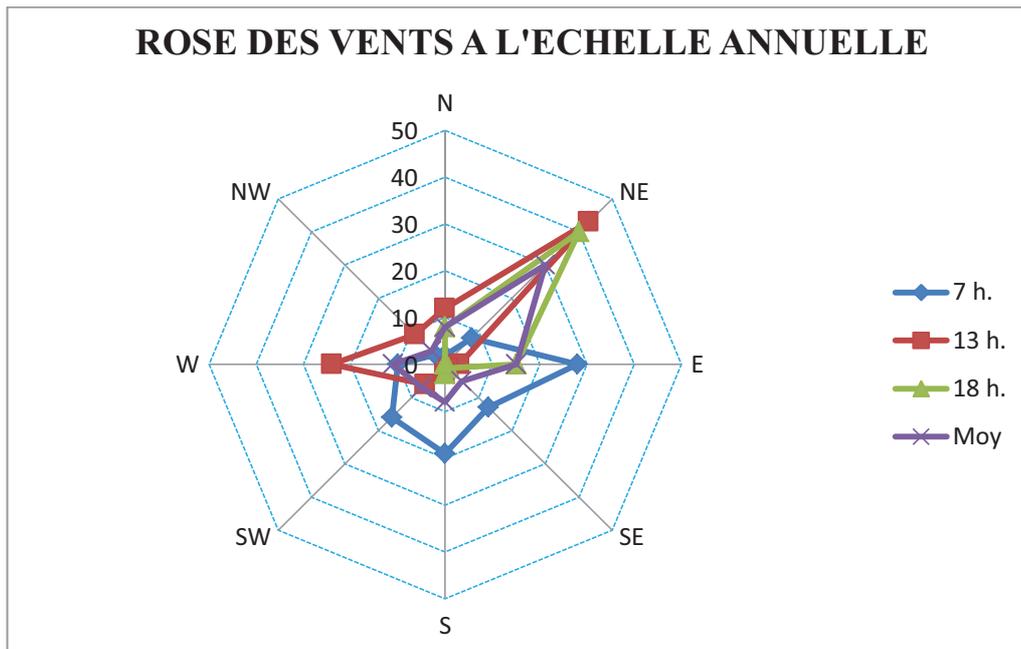
h. La direction du vent

En termes de direction, le vent souffle dans la matinée, plus fréquemment d'Ouest en Est. En milieu et en fin de la journée, la direction préférentielle est le Nord-Est.

La rose des vents ci-après illustre cette description.

Tableau III.24 : Direction du vent

<i>Directions</i>	<i>7 h.</i>	<i>13 h.</i>	<i>18 h.</i>	<i>Moy</i>
<i>N</i>	2	12	8	8
<i>NE</i>	8	43	40	30
<i>E</i>	28	3	15	15
<i>SE</i>	13	1	1	5
<i>S</i>	19	2	2	8
<i>SW</i>	16	6	-	7
<i>W</i>	10	24	-	11
<i>NW</i>	3	9	-	4



Graphe III.5: Rose des vents à Mostaganem

i. Les phénomènes climatiques secondaires

Les phénomènes climatiques secondaires sont évalués en fonction de nombre de jours de leur apparition dans l'année. Leur variabilité mensuelle est apparente dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Evaluation des phénomènes secondaires en fonction de nombre de jours.

	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	An
Pluie	6,4	7,4	6,6	6,1	9,0	2,4	1,4	2,2	4,6	8,8	8,6	11,9	75,4
Neige	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gelée	4,3	2,3	1,7	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,6	10,2
Rosée	10,0	8,0	9,4	6,0	3,9	0,6	0,1	0,4	2,1	5,0	8,7	8,6	62,8
Grésil	0,0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2
Grêle	0,0	0,7	0,4	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	1,4
Orage	0,3	1,0	0,5	0,5	0,6	0,1	0,2	0,6	0,6	1,0	0,8	0,7	6,9
Eclair	0,0	0,1	0,1	0,2	0,0	0,1	0,0	0,6	0,1	0,2	0,2	0,1	1,7
Nuages bas	0,0	0,6	0,2	0,3	1,1	0,8	0,6	0,9	0,6	1,0	0,6	0,1	6,8
Brouillard	1,1	1,2	2,1	0,6	1,7	1,9	1,0	2,4	2,8	2,8	1,3	0,6	19,5
Brume	1,6	1,9	2,6	0,9	2,8	4,0	2,5	3,8	4,4	3,2	1,8	1,1	30,6
Insolation nulle	1,3	0,7	0,4	0,8	0,7	0,3	0,1	0,0	0,1	0,3	0,8	1,1	6,6
Ciel de sable	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,3
Chasse de sable	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
Tempête de sable	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Les phénomènes climatiques secondaires (Précipitations, Orages, Grêle, Gelée Blanche, Brouillard et Sirocco) sont observés par décompte du nombre moyen de jours de leur apparition.

Cinq phénomènes climatiques sont représentatifs de la période hivernale, le Sirocco par contre est un vent chaud soufflant le plus souvent en d'été.

Le nombre moyen de jours d'apparition des **précipitations** dans l'année à **Mostaganem** est de **75,4**.

Le phénomène de **grésil** et **grêle** sont très réduits et restent plus prononcé en hiver. Ils sont est à peine respectivement de **0,2** à **1,4** jours par an et la **neige** est totalement absente dans cette région,

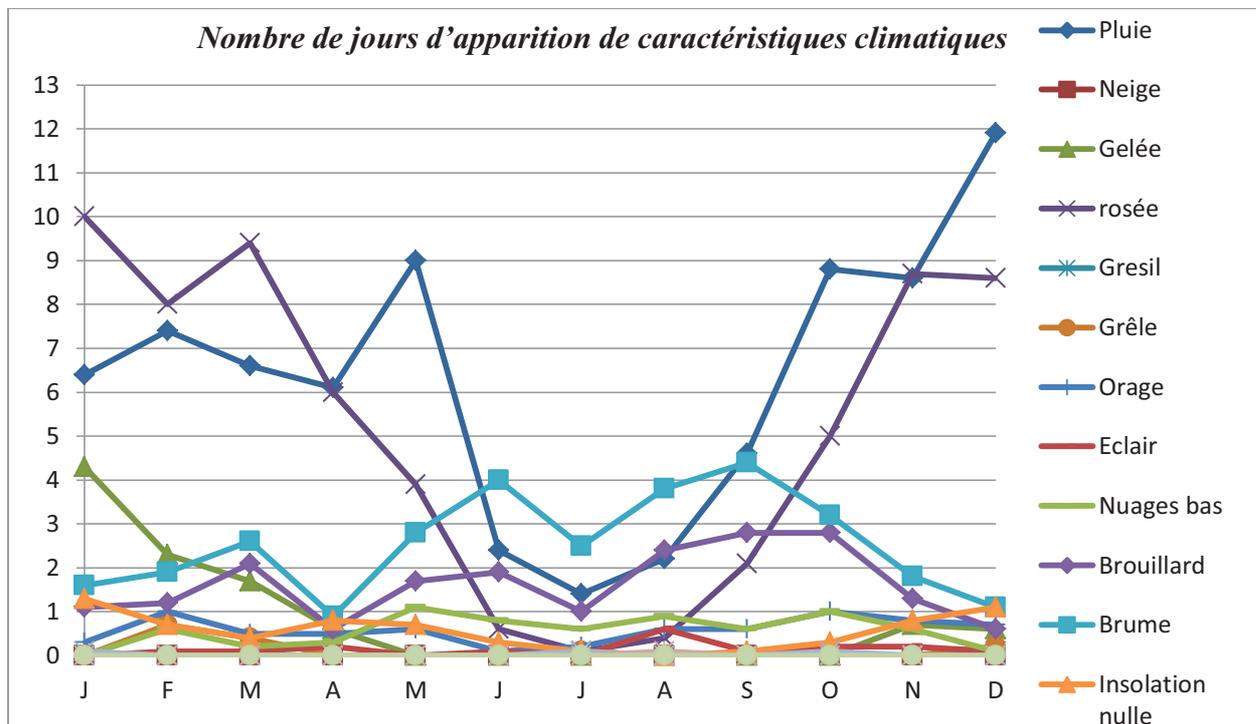
Les phénomènes **de gelée blanche et rosée** sont plus fréquents et apparaissent en moyenne de **10,2** à **62,8** jours par an.

Les **orages** sont importants en février et Octobre et ne sont pas liés à la quantité des précipitations. Ils apparaissent en moyenne de **6,9** jours par an et sont suivis d'**éclair** pendant **1,7** jour.

Les phénomènes **de nuage bas, brume et brouillard** sont fréquents et apparaissent respectivement **6,8**, **19,5** et **30,6** jours par an.

Les journées **d'insolation nulle** sont de **6.6**.

Par contre, les phénomènes de **sables** (et Sirocco) ne totalisent pas **1** journée par an.

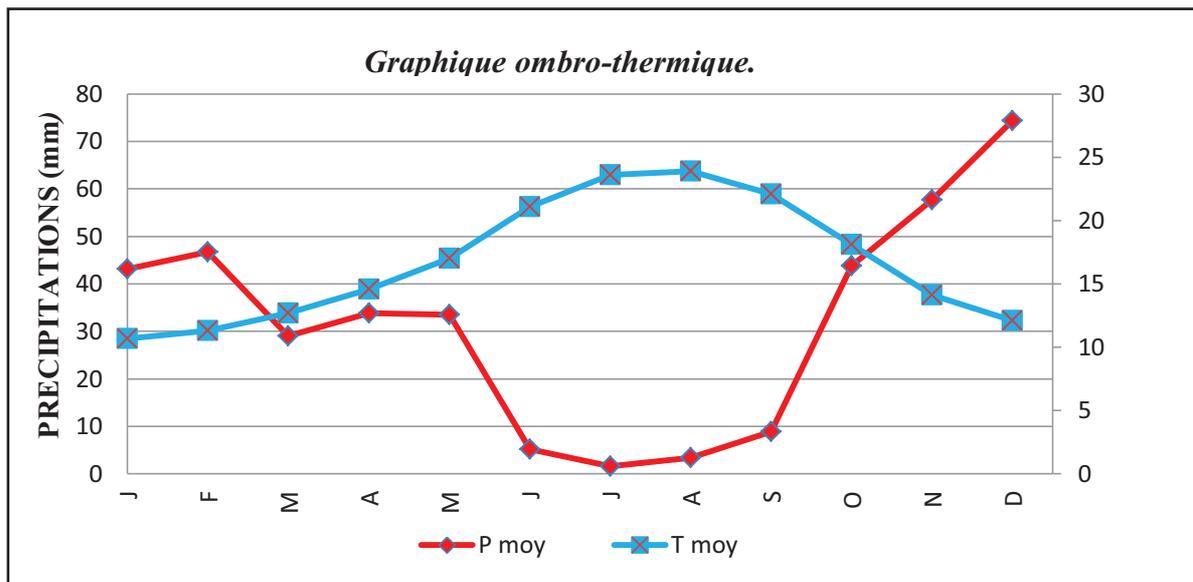


Graphe III. 6: Nombre de jours d'apparition de caractéristiques climatiques secondaires.

j. La relation ombro-thermique

Le graphique ombro-thermique de la station de **Mostaganem**, indique une répartition temporelle inverse entre les précipitations et la température.

Ce schéma classique indique des pics de températures pendant la période estivale, et où les précipitations moyennes mensuelles sont en dessous du seuil de 10 mm par mois.



Graphe III.7: Graphique ombro-thermique.

k. La nébulosité

La nébulosité mensuelle varie de **1,5 octa en juillet** à **4,3 octa en Février**, La moyenne annuelle est de l'ordre de **3,0 octa**, est donnée par le tableau au-dessous :

Tableau III.26: La nébulosité

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Moy (octa)	2.9	4.3	3.3	4.0	3.4	2.2	1.5	2.1	2.5	2.8	3.3	3.7	3.0

l. L'évaporation sur une nappe d'eau libre

L'évaporation sur une nappe d'eau libre est traitée à l'aide des informations de barrage d'oued Fodda exploitées par (ONBT).

La répartition mensuelle de l'évaporation au niveau du barrage d'oued Fodda évaluée en pourcentage de la valeur annuelle est représentée dans le **Tableau III. 26**

Tableau III.27: Evaporation au niveau du barrage d'oued Fodda (1948-1976) :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
E_{moy}	200	113	65.4	45.5	35.5	47.4	80.3	110	164	214	291	278	1644
E_{moy} [%]	12	7	4	3	2	3	5	7	10	13	18	17	100

La moyenne de 23 années d'observations est de 1644 mm.

6.3 LA PLUVIOMETRIE

Avant d'évaluer les précipitations sur les bassins versants nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique.

Comme bases de données pluviométriques nous nous recourons aux informations recueillies par la station pluviométrique de Mostaganem code (60457), fournit par l'Office National de la Météorologie (O.N.M). Cette station dispose d'un enregistrement de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximales journalières pour 30 années d'observations. (Voir Annexe 4)

6.3.1 Pluies journalières maximales

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

6.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « Hyfran ».

Tableau III.28 : Paramètres statistiques de l'échantillon

Nombre d'observations	30	Coefficient de variation	$C_v=0,57$
Minimum (mm)	23.7	Coefficient d'asymétrie	$C_s=2.751$
Maximum (mm)	176	Coefficient d'aplatissement	$C_k=10.35$
Moyenne (mm)	52.5	Ecart-type (mm)	30
Médiane (mm)	47.3		

6.3.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Tableau III.29: Les différentes lois d'ajustement

Loi	Fonction de densité de probabilité
Exponentielle	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-m}{\alpha}\right]$
GEV	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{\frac{1}{k}-1} \exp\left[-\left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{\frac{1}{k}}\right]$
Gumbel	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-u)^2}{2\sigma^2}\right]$
Log-Normal 2 (GALTON)	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln x - u)^2}{2\sigma^2}\right]$
Log-Normal 3	$f(x) = \frac{1}{(x-m)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln(x-m) - u)^2}{2\sigma^2}\right]$
Wei bull	$f(x) = \frac{c}{\alpha} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{c-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^c\right]$
Gamma	$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} x^{\lambda-1} e^{-\alpha x}$

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

✚ la loi de **GUMBEL**.

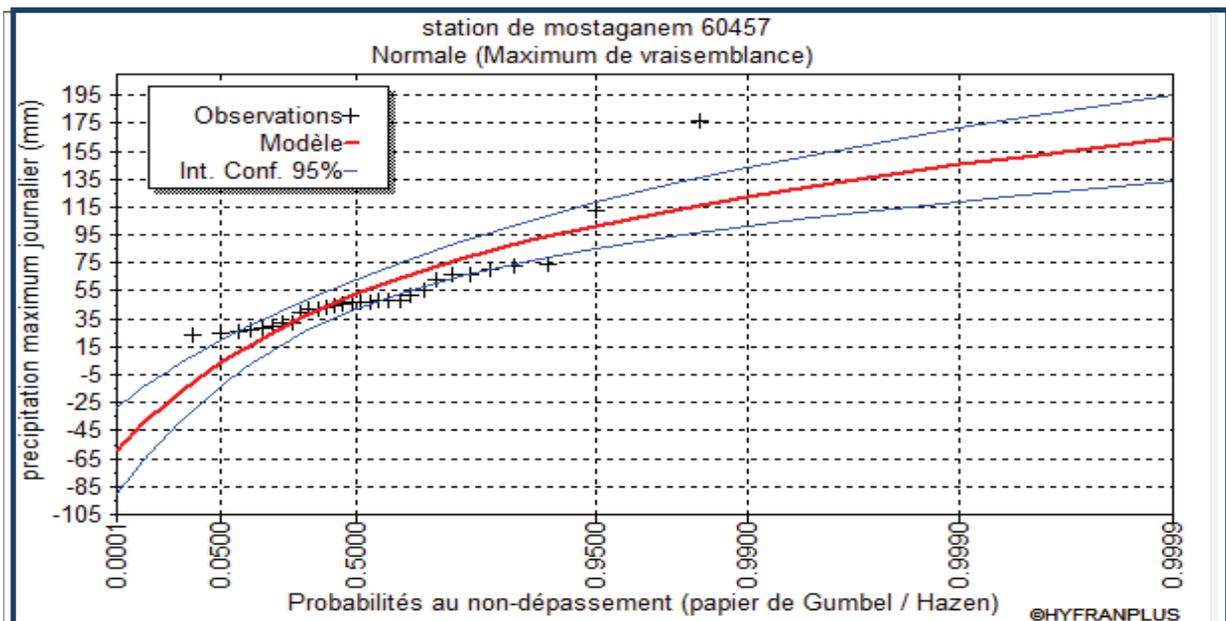
✚ la loi de **GALTON** (log-normal 2).

6.3.4 Ajustement à la loi de Gumbel et Galton

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel **HYFRAN Plus**, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

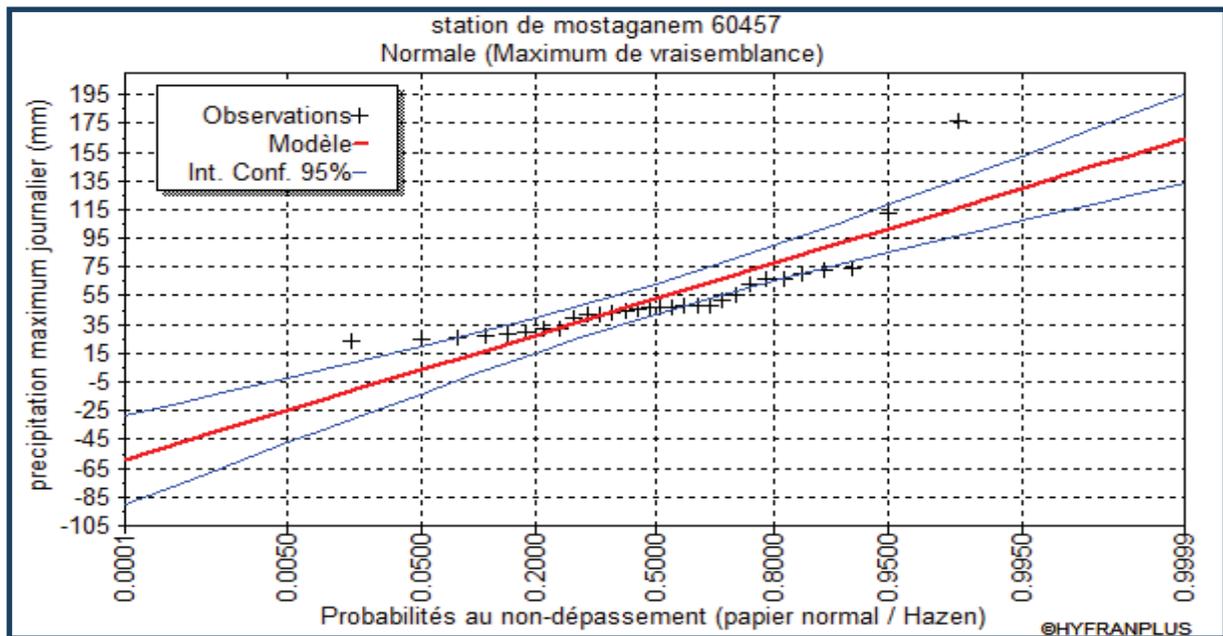
Les droites de Gumbel et Galton sont représentées par les graphes (III.8etIII.9)

❖ Ajustement à la loi de Gumbel



Graph 3.8 : Ajustement par la loi de GUMBEL

❖ Ajustement à la loi de Galton



Graphe III.9: Ajustement par la loi NORMAL

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement. On a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Gumbel.

La série est homogène, et la loi de Gumbel donne un ajustement satisfaisant

6.3.5 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (**24 h**) et une fréquence donnée. Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{\%}(t) = P_{j \max p\%} \left[\frac{t}{24} \right]^b$$

Avec

- $P_{\%}(t)$: pluie de courte durée [mm] ;
- $P_{j \max P\%}$: pluie maximale journalière pour différentes fréquences [mm] ;
- t : durée de l'averse [heure] ;
- b : exposant climatique ($b = 0.36$ selon les études régionales de l'ANRH).

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

$$I = \frac{P_{\%}(t)}{t}$$

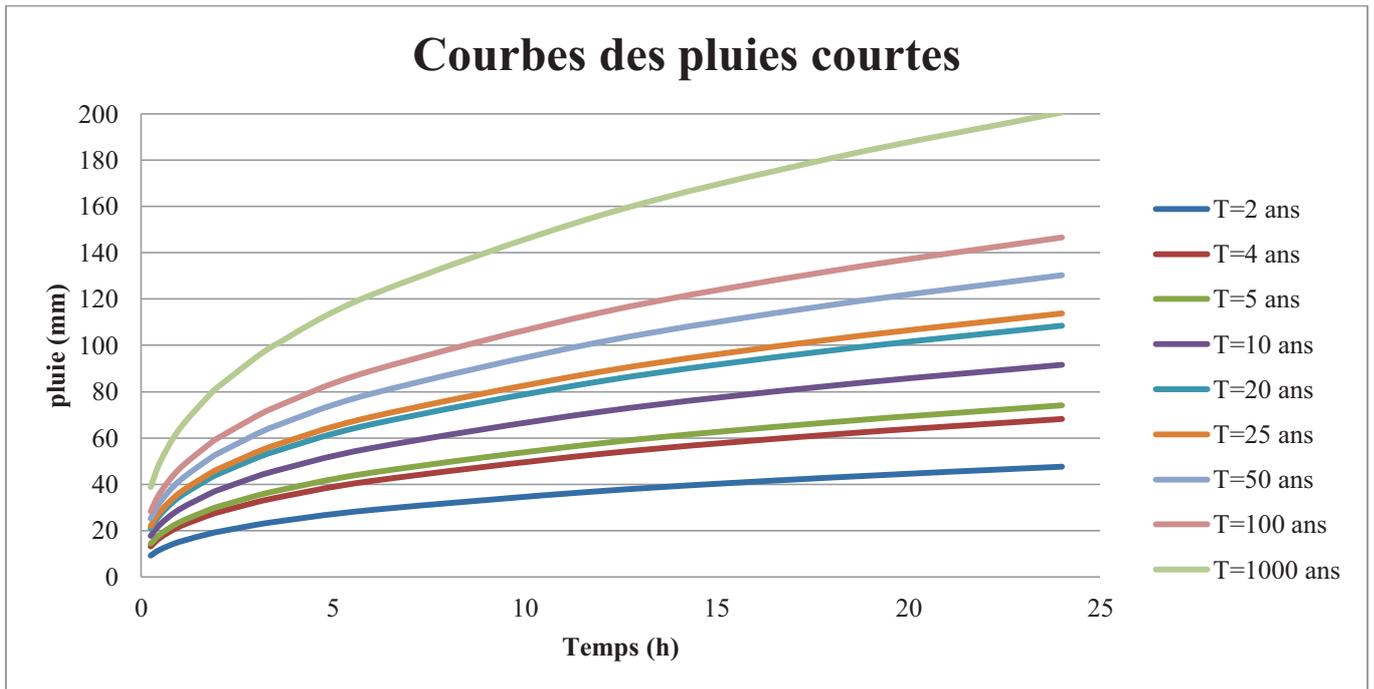
Avec

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

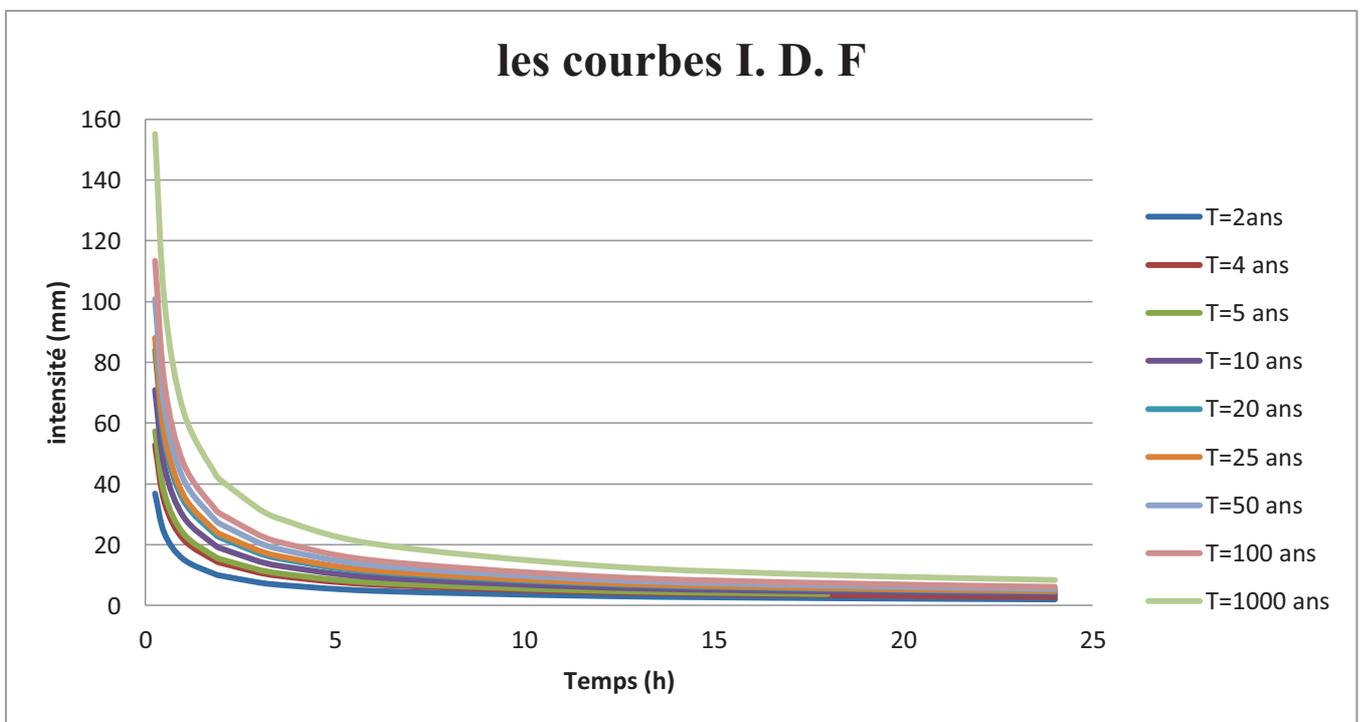
Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau:

Tableau III.30 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (an)

Pjmax (F%) Gumbel	47.6		68.2		74.1		91.6		108.5		113.8		130.3		146.6		200.6	
	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
Période de retour (an)	2		4		5		10		20		25		50		100		1000	
Durée de l'averse (heurs)																		
les BV																		
0.25	9.20	36.82	13.19	52.75	14.33	57.31	17.71	70.85	20.98	83.92	22.01	88.02	25.20	100.78	28.35	113.39	38.79	155.16
0.5	11.81	23.63	16.93	33.85	18.39	36.78	22.73	45.47	26.93	53.85	28.24	56.48	32.34	64.67	36.38	72.76	49.78	99.57
1	15.16	15.16	21.72	21.72	23.60	23.60	29.18	29.18	34.56	34.56	36.25	36.25	41.50	41.50	46.69	46.69	63.89	63.89
tc (BV1)	18.88	10.26	27.05	14.70	29.40	15.98	36.34	19.75	43.04	23.39	45.14	24.53	51.69	28.09	58.16	31.61	79.58	43.25
2	19.46	9.73	27.88	13.94	30.29	15.15	37.44	18.72	44.35	22.18	46.52	23.26	53.26	26.63	59.93	29.96	82.00	41.00
tc (BV3)	22.52	7.51	32.26	10.75	35.05	11.68	43.33	14.44	51.32	17.11	53.83	17.94	61.64	20.55	69.35	23.12	94.89	31.63
tc (BV4)	22.62	7.44	32.41	10.66	35.22	11.59	43.54	14.32	51.57	16.96	54.09	17.79	61.93	20.37	69.68	22.92	95.34	31.36
tc (BV2)	23.80	6.80	34.10	9.74	37.05	10.59	45.80	13.09	54.25	15.50	56.90	16.26	65.15	18.62	73.30	20.94	100.30	28.66
6	28.90	4.82	41.40	6.90	44.99	7.50	55.61	9.27	65.87	10.98	69.09	11.51	79.10	13.18	89.00	14.83	121.78	20.30
12	37.09	3.09	53.14	4.43	57.74	4.81	71.37	5.95	84.54	7.04	88.67	7.39	101.53	8.46	114.23	9.52	156.30	13.03
18	42.92	2.38	61.49	3.42	66.81	3.71	82.59	4.59	97.83	5.43	102.60	5.70	117.48	6.53	132.18	7.34	180.86	10.05
24	47.60	1.98	68.20	2.84	74.10	3.09	91.60	3.82	108.5	4.52	113.80	4.74	130.30	5.43	146.60	6.11	200.60	8.36



Graphe III.10 : Pluie de courte durée.



Graphe III.11 : Intensités maximales pour différentes durées.

III.7 ETUDE DES APPORTS

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

a. Formule de COUTAGNE

$$Le = (0,16 - 0,00145\sqrt{S}) \cdot \bar{P}$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^{-3}$$

b. Formule de DERY

$$\bar{A} = 0,915(\bar{P})^{2,684}(S)^{0,842}$$

c. Formule de SAMIE

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

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^{-3}$$

d. Formule de CHAUMONT

Cette formule donne le coefficient d'écoulement C_e .

$$C_e = 0,6(1 - 10^{-0,36P^2})$$

$$Le = C_e \cdot \bar{P}$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^{-3}$$

Avec :

- S : surface du bassin versant [km²] ;
- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle [m] ;
- L_e : Lamme d'eau écoulée [mm] ;
- \bar{A} : Apport moyen annuel [Mm³] (mille m³).

Nous avons opté, pour chaque bassin versant, pour la moyenne des résultats obtenus des différentes formules empiriques.

Les résultats sont élaborés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : Lames d'eau écoulées et apports moyens interannuelles.

	Bassin N°01		Bassin N°02		Bassin N°03		Bassin N°04	
	Le	A	Le	A	Le	A	Le	A
	mm	Mm ³						
Formule de COUTAGNE	57.21	0.16	56.84	0.32	56.80	0.32	57.27	0.13
Formule de DERY	51.44	0.14	45.93	0.26	45.55	0.27	52.67	0.12
Formule de SAMIE	38.13	0.10	37.92	0.21	37.90	0.22	38.16	0.09
Formule de CHAUMONT	22.54	0.06	22.54	0.13	22.54	0.13	22.54	0.05
moyenne	42.33	0.12	40.81	0.23	40.70	0.24	42.66	0.10

III.8 ETUDE DES CRUES

Afin de rester dans une marge de sécurité acceptable, nous recommandons que l'aménagement retenu soit dimensionné pour une crue de **fréquence vingtennale**

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par de nombreuses variables parmi lesquelles l'intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographie etc.

Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique particulièrement en Algérie où les Oueds, à cause de la grande irrégularité, passant de débits nuls à des débits de crues exceptionnels.

Les crues dépendent essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie, de plus, le rôle physique du bassin versant n'est pas négligeable.

De ce fait, l'évolution de la crue obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse, sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie,

les paramètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapport des confluences et des longueurs, etc. ...), par la pente des thalwegs, la forme du lit, la largeur de la vallée. De plus, les diverses branches du chevelu hydrographique interviennent bien qu'à un degré moindre dans l'évolution ou la perturbation d'une crue. Dans la plupart des cas, ce sont les averses généralement qui provoquent les grandes crues.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

8.1 LES FORMULES EMPIRIQUES POUR LA DETERMINATION DE LA CRUE

a. Formule de Turraza

$$Q_{max(F\%)} = \frac{P_{tc(F\%)} * S * \alpha}{3.6 * t_c}$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant [Km²] ;
- $P_{tc(F\%)}$: La pluie de même fréquence que $Q_{max(F\%)}$ en (mm).

Avec :

$$P_{tc(F\%)} = P_{jmax} * \left(\frac{t_c}{24}\right)^\beta \quad \beta = 0.36 \text{ (paramètre régional).}$$

Les résultats sont élaborés dans le tableau suivant :

période de retour (ans)	2	4	5	10	20	25	50	100
BV1	18.88	27.04	29.4	36.36	43.04	45.16	51.69	58.16
BV2	23.8	34.08	37.05	45.83	54.25	56.93	65.15	73.31
BV3	22.52	32.24	35.05	43.35	51.32	53.85	61.63	69.35
BV4	22.63	32.4	35.22	43.56	51.56	54.11	61.93	69.69

Ou : $P_{j\max}$: pluie fréquentielle

$$P_{j\max} = 0.7797 * \sigma * Y_{(F\%)} + \bar{P}_{J\max} - 0.45005 * \sigma$$

- σ : écart type égal à 30 mm.
- Y : variable de GUMBEL.
- $\bar{P}_{J\max}$: pluies journalières max moyenne (mm).

P de retour	2	4	5	10	20	25	50	100	1000
Variable de GUMBEL	0.367	1.246	1.5	2.25	2.97	3.199	3.902	4.6	6.907

Tableau III.32 : Les pluies journalières max

Période de retour (ans)	2	4	5	10	20	25	50	100	1000
Pj max moyenne (mm)	52.5	52.5	52.5	52.5	52.5	52.5	52.5	52.5	52.5
GUMBEL (Pjmax (F%)) (mm)	47.6	68.2	74.1	91.6	108.5	113.8	130.3	146.6	200.6

- α : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P.
Ce paramètre est calculé comme suit :

❖ Détermination du coefficient de ruissèlement moyen pour les quatre sous bassins

La nature des sols dans la zone d'étude est à prédominance agricole est peut être considéré comme des sols rouges argilo-calcaire avec un coefficient d'infiltration important à cet effet le coefficient de ruissellement pour les zones non batiées sera pris égal à : **C = 0.30**

Pour ce qui est de la surface batiée : il s'agit en général de de résidences secondaires et d'habitat précaires avec un coefficient de ruissèlement pris égal à :

C = 0.6

Les bassins versant sont en parallèle à cet effet le coefficient de ruissellement moyen du bassin sera déterminé par la formule suivante :

❖ **Sous bassin versant (BV1)**

Le Coefficient de ruissèlement moyen est : $C_{moy} = \sum C_i \times A_i / A_{total}$

$$C_{moy} = (0.3 \times 2.24) + (0.6 \times 0.49) / 2.73 = 0.354$$

❖ **Sous bassin versant (BV2)**

Le Coef de ruissèlement moyen est : $C_{moy} = \sum C_i \times A_i / A_{total}$

$$C_{moy} = (0.3 \times 4.86) + (0.73 \times 0.6) / 5.59 = 0.339$$

❖ **Sous bassin versant (BV3)**

Le Coef de ruissèlement moyen est : $C_{moy} = \sum C_i \times A_i / A_{total}$

$$C_{moy} = (0.3 \times 5.07) + (0.6 \times 0.82) / 5.89 = 0.342$$

❖ **Sous bassin versant (BV4)**

Le Coef de ruissèlement moyen est : $C_{moy} = \sum C_i \times A_i / A_{total}$

$$C_{moy} = (0.3 \times 2.02) + (0.6 \times 0.33) / 2.35 = 0.342$$

Tableau III.33 : Le coefficient de ruissèlement

les sous bassins	Surface (km ²)	surface bâtie(%)	surface non bâtie(%)	surface bâtie (km ²)	surface non bâtie (km ²)	coef de ruissèlement α
BV1	2.73	18.00	82.00	0.49	2.24	0.354
BV2	5.59	13.00	87.00	0.73	4.86	0.339
BV3	5.89	14.00	86.00	0.82	5.07	0.342
BV4	2.35	14.00	86.00	0.33	2.02	0.342

❖ **Le coefficient de ruissèlement du bassin versant global est :**

$$C_{moy} = [(0.354 \times 2.73) + (0.339 \times 5.59) + (0.342 \times 5.89) + (0.342 \times 2.35)] / 16.56 = \mathbf{0.34}$$

$$C_{moy} = \mathbf{0.34}$$

b. Formule de Sokolovsky

$$Q_{max,(F\%)} = 0,28 \cdot \frac{X_{p(F\%)Ic} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c}$$

Avec :

- **S** : Surface du bassin versant en [Km²] ;
- **t_c** : Temps de concentration du bassin versant en [h] ;
- **X_{p%,tc}** : précipitation en mm, de probabilité **p%** correspondant à un temps **t_c**.
- **0.28** : coefficient de changement d'unité.
- **f** : Coefficient de forme de la crue ;

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

- Pour $S \leq 50\text{Km}^2$, on a $\gamma = 2$

X_{p(%) ; tc} : Précipitations de probabilité P% correspondant à t_c

t_m : le temps de montée de la crue.

αp% : coefficient de ruissellement pour la crue probable. Ce paramètre est calculé dans le tableau suivant :

période de retour (an)	2	5	10	20	50	100	1000
coef de ruissellement (α)	0.5	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.9

Les débits de crues de chaque bassin versant fait l'objet des tableaux suivants :

Tableau III.34 : Débits de crues au bassin versant n°1

Débit de crue au bassin versant N°1		
Période de retour	Formule de Turazza	Formule de Sokolovski
an	(m ³ /s)	(m ³ /s)
2	2.65	4.71
5	4.12	8.79
10	5.09	11.77
20	5.09	15.02
50	7.24	19.33
100	8.15	23.19
1000	11.15	35.7

Tableau III.35: Débits de crues au bassin versant n°2

Débit de crue au bassin versant N°2		
Période de retour	Formule de Turazza	Formule de Sokolovski
an	(m ³ /s)	(m ³ /s)
2	3.59	6.39
5	5.59	10.98
10	6.91	15.98
20	8.18	20.38
50	9.83	26.22
100	11.06	31.47
1000	15.13	48.44

Tableau III.36 : Débits de crues au bassin versant n°3

Débit de crue au bassin versant N°3		
Période de retour	Formule de Turazza	Formule de Sokolovski
an	(m ³ /s)	(m ³ /s)
2	4.18	7.43
5	6.5	13.87
10	8.04	18.58
20	9.52	23.7
50	11.43	30.49
100	12.86	12.86
1000	17.59	17.59

Tableau III.37 : Débits de crues au bassin versant n°4

Débit de crue au bassin versant N°4		
Période de retour	Formule de Turazza	Formule de Sokolovski
an	(m ³ /s)	(m ³ /s)
2	1.65	2.94
5	2.57	5.49
10	3.18	7.92
20	3.76	9.38
50	4.52	12.06
100	5.09	14.48
1000	6.69	116.89

COMMENTAIRE

Au vue de comparaison entre les deux méthodes de calcul de débit de crue fréquentiel, nous pouvant faire ces constatations suivantes :

La formule de TURAZZA tient compte des paramètres topographiques, climatiques et hydrologiques, par contre la formule de SOKOLOVSKY ne tient pas compte de ces éléments les plus importants pour calcul des crues.

C'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de TURAZZA qui prend en considération les caractéristiques importantes du bassin versant.

Résultats de calcul des débits de crue de fréquence vingtinnale (TURAZZA)

Tableau III.38 : Les débits de crue de fréquence vingtinnale

BASSIN VERSANT	Q (m3/s) 20 ans
BV1	6.03
BV2	8.18
BV3	9.52
BV4	3.76
total	27.49

III.9 HYDROGRAMMES DE CRUE

Les caractéristiques de la crue (forme, temps de montée et de décrue, volume) pour diverses fréquences sont calculées par la méthode de **Sokolovski** qui assimile l'hydrogramme de crue à l'aide d'équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

❖ La montée de la crue

$$Q = Q_{\max} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n$$

❖ La décrue

$$Q = Q_{\max} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m$$

Avec:

- t_m : Temps de montée de la crue ;
- t_d : temps de la décrue ;
- γ : coefficient dépendant de la taille et des conditions physiographiques du bassin versant, il est tabulé (annexe 5) ;
- m, n : les puissances des paraboles, respectivement égales à 2 et 3, pour les bassins versants de petits gabarits.

$$t_m = t_c \quad \text{et} \quad t_d = \gamma * t_c$$

On prend $\gamma = 2$

Tableau III.39 : Hydrogramme de crue 20 ans et 50ans de BV1

	t	t (min)	t cumul	Q 20ans m ³ /s	Q 50ans m ³ /s
t _m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7.8	15.00	7.80	0.00	0.00
	15	22.80	22.80	0.08	0.09
	15	37.80	37.80	0.35	0.42
	15	52.80	52.80	0.95	1.14
	15	67.80	67.80	2.01	2.41
	15	82.80	82.80	3.66	4.40
	15	97.80	97.80	6.03	7.24
t _d	15	15.00	112.80	5.14	6.17
	15	30.00	127.80	4.32	5.19
	15	45.00	142.80	3.58	4.29
	15	60.00	157.80	2.90	3.48
	15	75.00	172.80	2.29	2.75
	15	90.00	187.80	1.76	2.11
	15	105.00	202.80	1.29	1.55
	15	120.00	217.80	0.90	1.08
	15	135.00	232.80	0.58	0.70
	15	150.00	247.80	0.33	0.39
	15	165.00	262.80	0.15	0.18
	15	180.00	277.80	0.04	0.05
	15	195.00	292.80	0.00	0.00
	0.6	195.60	293.40	0.00	0.00

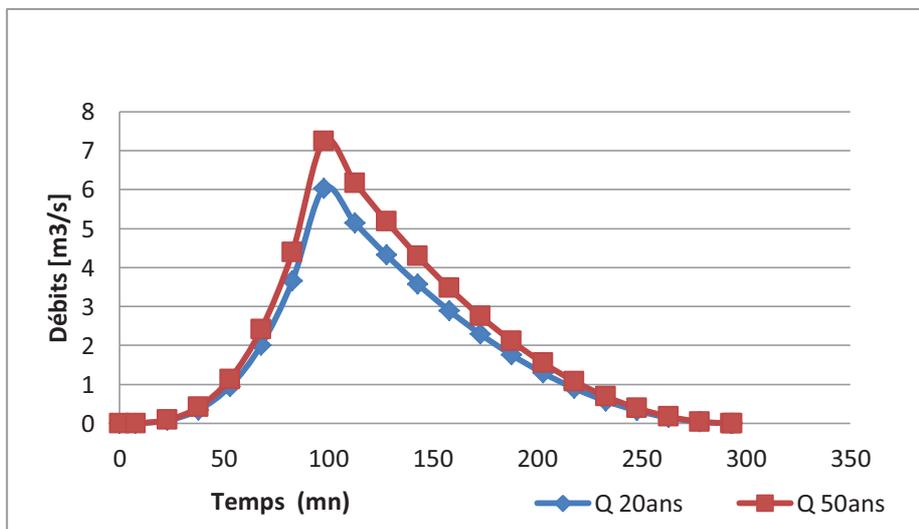


Tableau III.40: Hydrogramme de crue 20 ans et 50ans de BV2

	t	t (min)	t cumul	Q 20ans m ³ /s	Q 50ans m ³ /s
t _m	0	0.00	0.00	0.00	0.00
	6	15.00	6.00	0.00	0.00
	15	21.00	21.00	0.09	0.10
	15	36.00	36.00	0.43	0.52
	15	51.00	51.00	1.23	1.47
	15	66.00	66.00	2.66	3.19
	15	81.00	81.00	4.92	5.90
	15	96.00	96.00	8.18	9.83
t _d	15	15.00	111.00	6.95	8.35
	15	30.00	126.00	5.83	7.00
	15	45.00	141.00	4.80	5.76
	15	60.00	156.00	3.87	4.64
	15	75.00	171.00	3.04	3.65
	15	90.00	186.00	2.31	2.77
	15	105.00	201.00	1.68	2.02
	15	120.00	216.00	1.15	1.38
	15	135.00	231.00	0.72	0.87
	15	150.00	246.00	0.39	0.47
	15	165.00	261.00	0.16	0.19
	15	180.00	276.00	0.03	0.04
	12	192.00	288.00	0.00	0.00

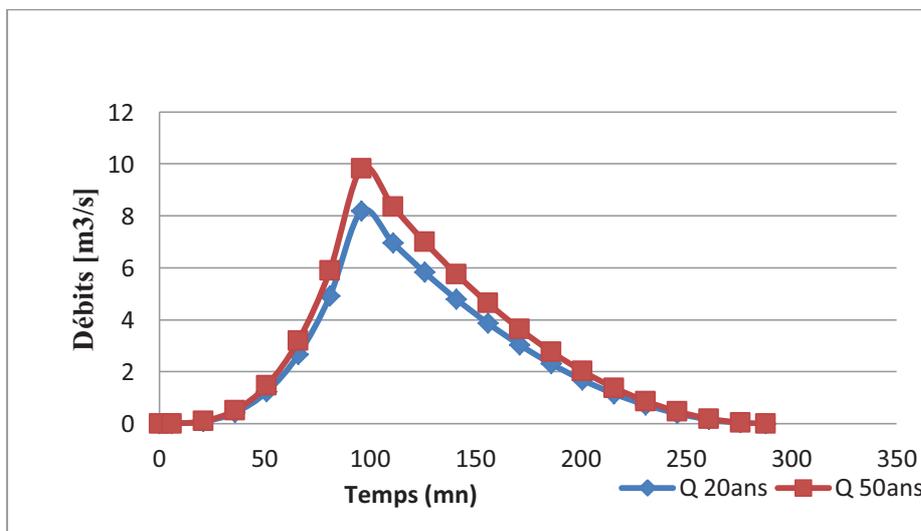


Tableau III.41: Hydrogramme de crue 20 ans et 50ans de BV3

	t	t(min)	tcumul	Q 20ans m ³ /s	Q 50ans m ³ /s
t _m		0.00	0.00	0.00	0.00
	10.8	15.00	10.80	0.01	0.01
	15	25.80	25.80	0.07	0.09
	15	40.80	40.80	0.29	0.35
	15	55.80	55.80	0.74	0.89
	15	70.80	70.80	1.51	1.81
	15	85.80	85.80	2.69	3.23
	15	100.80	100.80	4.36	5.23
	15	115.80	115.80	6.60	7.93
t _d	15	130.80	130.80	9.52	11.43
	15	15.00	145.80	8.46	10.16
	15	30.00	160.80	7.46	8.96
	15	45.00	175.80	6.52	7.83
	15	60.00	190.80	5.65	6.79
	15	75.00	205.80	4.84	5.81
	15	90.00	220.80	4.09	4.92
	15	105.00	235.80	3.41	4.10
	15	120.00	250.80	2.79	3.35
	15	135.00	265.80	2.23	2.68
	15	150.00	280.80	1.73	2.08
	15	165.00	295.80	1.30	1.56
	15	180.00	310.80	0.93	1.11
	15	195.00	325.80	0.62	0.74
	15	210.00	340.80	0.37	0.44
	15	225.00	355.80	0.19	0.22
	15	240.00	370.80	0.06	0.08
15	255.00	385.80	0.01	0.01	
6.6	261.60	392.40	0.00	0.00	

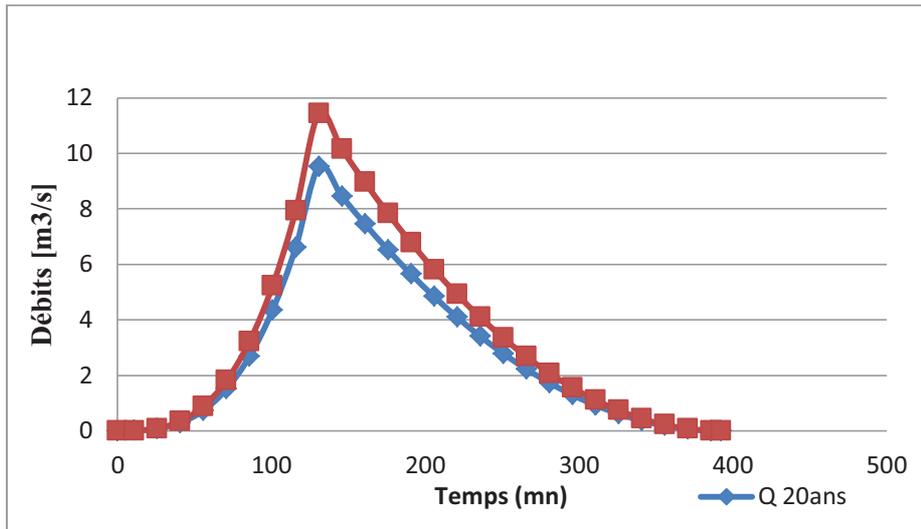
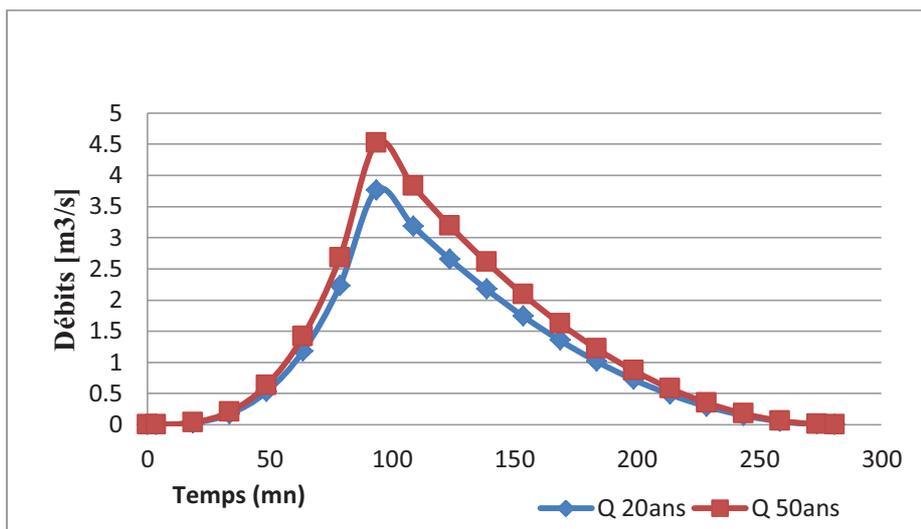


Tableau III.42: Hydrogramme de crue 20 ans et 50ans de BV4

	t	T(min)	tcumul	Q 20ans m ³ /s	Q 50ans m ³ /s
t _m		0.00	0.00	0.00	0.00
	3.6	15.00	3.60	0.00	0.00
	15	18.60	18.60	0.03	0.04
	15	33.60	33.60	0.17	0.21
	15	48.60	48.60	0.53	0.63
	15	63.60	63.60	1.18	1.42
	15	78.60	78.60	2.23	2.68
t _d	15	93.60	93.60	3.76	4.52
	15	15.00	108.60	3.19	3.83
	15	30.00	123.60	2.65	3.19
	15	45.00	138.60	2.17	2.61
	15	60.00	153.60	1.74	2.09
	15	75.00	168.60	1.35	1.62
	15	90.00	183.60	1.01	1.22
	15	105.00	198.60	0.73	0.87
	15	120.00	213.60	0.49	0.58
	15	135.00	228.60	0.29	0.35
	15	150.00	243.60	0.15	0.18
	15	165.00	258.60	0.05	0.06
	15	180.00	273.60	0.01	0.01
	7.2	187.20	280.80	0.00	0.00



CONCLUSION

L'étude hydrologique du bassin versant de la vallée des jardins montre que la zone délimitée par quatre sous-bassins versant à une superficie totale d'ordre de

16,56 Km² et une forme allongée (l'indice de Graveluse supérieures à **1,2**).

L'analyse statistique des précipitations et des débits ainsi que la morphologie du bassin versant dans sa partie aval a montré que ce dernier est confronté aux risques d'inondation qui se manifestent par des crues catastrophiques.

INTRODUCTION

Pour faire n'importe quelle action sur la zone de dépression il est convenu d'abord d'établir un diagnostique sur le fonctionnement du réseau existant qui nous montre ses limites d'évacuation des débits de projet.

La méthodologie s'appuie sur une modélisation dont l'architecture comprend plusieurs modèles échangeant des données variées, on a exploité les résultats des modèles et l'étude hydrologique à l'aide des logiciels **Arc gis** et **HEC ras** qui nous guide enfin à crier la cartographie de l'inondation, puis la simulation des écoulements et ensuite prendre des décisions et résoudre le problème d'inondation.

IV.1 DESCRIPTION DE RESEAU EXISTANT

Le réseau d'eau pluviale est composé essentiellement de canaux maçonnés et bétonne, ce réseau permet la collecte et l'évacuation d'une majeure partie des eaux vers des zones naturelles d'accumulation formant ainsi des zone inondables temporaires et l'autre partie vers la galerie située à l'exutoire de l'ensemble des bassins versants afin d'être évacuer vers la mer (**Figure IV.1**).

La vallée des jardins est souvent exposer à l'inondation, à chaque épisode pluviale les habitant s'inquiètent en s'attendent à des dégâts importante malgré la présence d'un réseau d'assainissement qui se caractérise par:

Le réseau de drains existants de la vallée des jardins peut être décomposé en 07 tronçons(**Figure IV.1**).

- ✚ Le premier tronçon est localisé au sud de la vallée des jardins, il débute à l'entrée sud de Debdaba pour aboutir à Hai Salem.
- ✚ Le second est considéré comme une rigole, vue sa faible profondeur, il est situer au nord du CEM Debdaba et rue de la mosquée pour aller rejoindre le tronçon 1.
- ✚ Le troisième tronçon démarre à partir de la jonction des tronçons 1 et 2 jusqu'au sud du centre equestre, il est en terre naturelle.
- ✚ Le quatrième est un drain en terre, il passe au sud du centre equestre pour aller rejoindre le tronçon 3.

- ✚ Le cinquième tronçon démarre à partir de la jonction des tronçons 3 et 4, il est en partie maçonné et l'autre partie en terre, il passe entre le centre equestre et la cité nouvelle.
- ✚ Le sixième tronçon est localisé au nord du centre equestre, il est en terre et va rejoindre le tronçon 5 au nord de la cité nouvelle.
- ✚ Le dernier tronçon débute de la jonction des tronçon 5 et 6 pour aller vers l'entrée de la galerie existante qui diverge dans ouad ain sefra.

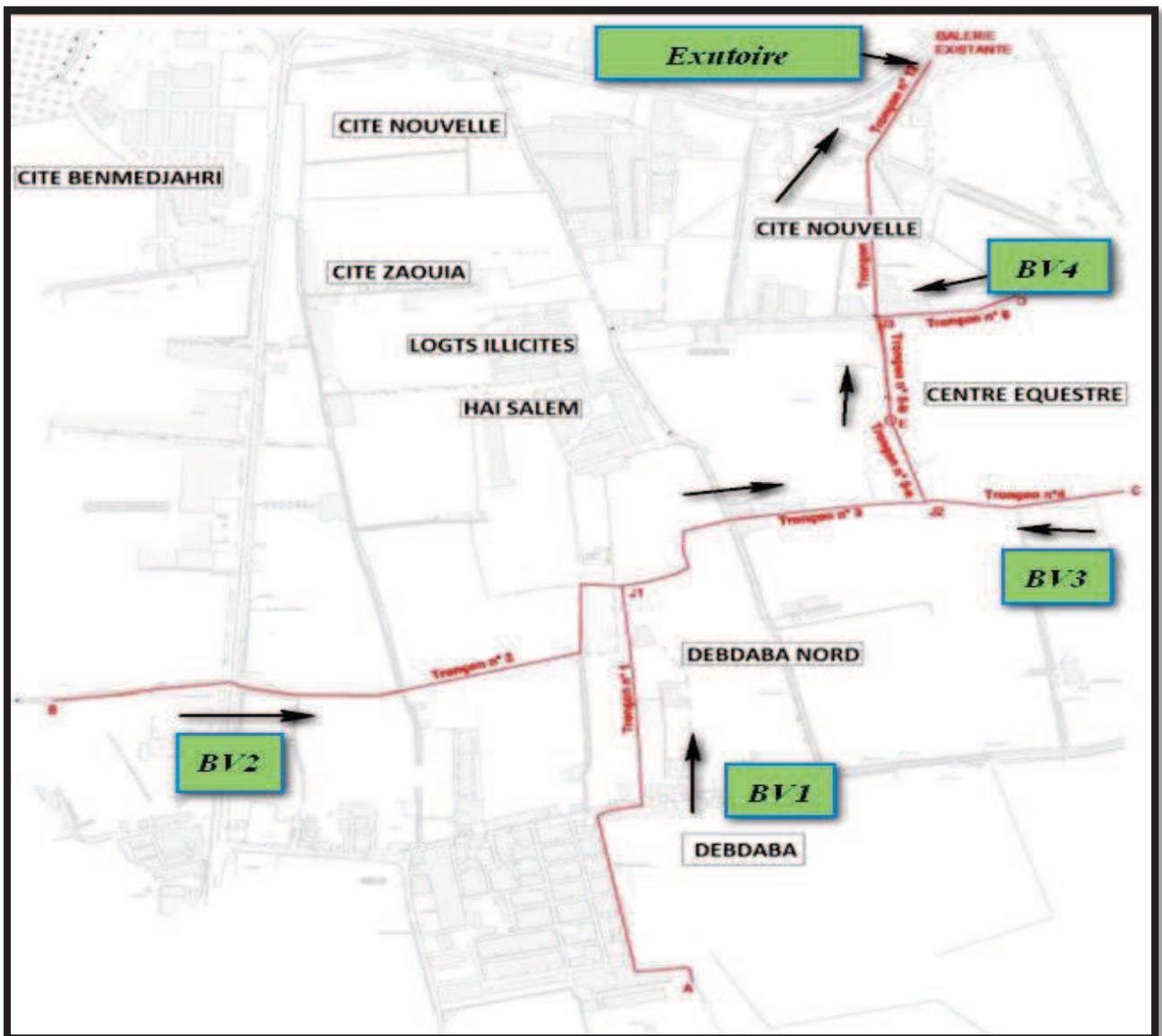


Figure IV.1: Tracé du réseau de drainage existant (calés sur les plans urbains)

Les caractéristiques du réseau existant sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Caractéristiques du réseau des eaux pluviales

Tronçon	Du Nœud	Au Nœud	Longueur (m)	Nature	Forme	Largeur à la base	Hauteur Amont	Hauteur Aval
1	A	J1	890	béton	Rectangulaire	2,50	1,10	1,10
2	B	J1	1473	Terre	Rectangulaire	0,50	0,25	1,10
3	J1	J2	555	Terre	Rectangulaire	1,50	1,10	1,10
4	C	J2	550	Terre	Rectangulaire	2,50	1,50	1,10
5-a	J2	E	180	Terre	Rectangulaire	2,50	1,10	1,10
5-b	E	J3	228	béton	Rectangulaire	2,50	1,10	1,10
6	D	J3	1254	Terre	Rectangulaire	1,50	1,50	1,10
7	J3	EXUTOIRE	359	béton	Rectangulaire	2,00	1,10	1,50

IV.2 MODELISATION ET CARTOGRAPHIE DE L'INONDATION

La modélisation hydraulique vise à prédire numériquement l'évolution spatio-temporelle des caractéristiques hydrauliques au cours d'une crue : débits, vitesses, hauteurs d'eau dans la plaine. Elle permet de déterminer l'extension géographique des zones inondables.

Les modèles reposent sur des lois mathématiques qui décrivent les écoulements permanent et non permanent à surface libre, Il existe plusieurs sortes de modèles comme :

- ❖ les modèles tridimensionnels (3D)
- ❖ les modèles bidimensionnels (2D)
- ❖ les modèles monodimensionnels (1D)

Modèles 1D

Ces modèles sont les plus utilisés, ils sont choisis pour la simulation de longs tronçons. L'écoulement est supposé suffisamment rectiligne selon un axe privilégié (axe de la rivière) 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.

Modèles 2D

Les modèles bidimensionnels sont libérés de l'hypothèse d'écoulement axial. Ils permettent de simuler à proximité d'ouvrage ou l'écoulement se fait dans plusieurs directions et tiennent compte finement des obstacles dans le lit majeur. Ce type de modèle nécessite une bonne connaissance de la topographie sous forme de MNT et de connaître correctement les conditions aux limites. Le calage de ce type de modèle est également plus complexe, il est donc privilégié uniquement si le modèle 1D ne suffit pas.

Modèles 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.

2.1 LES DONNEES NECESSAIRES

Pour établir les cartes d'inondation grâce à une modélisation hydraulique, un certain nombre de données sont nécessaires:

- ✚ Données topographiques ;
- ✚ Données concernant les ouvrages (ponts, seuils, ...) ;
- ✚ Données géométrique ;
- ✚ Données hydrauliques et plus particulièrement les conditions aux limites ; (à l'amont et à l'aval).

a. Données topographiques : le modelé numérique de terrain (ou MNT)

Un Modèle numérique du terrain (**MNT**) correspond à une représentation sous forme numérique du relief d'une zone géographique adaptée à une utilisation informatisée, notre modèle est obtenu par la stéréoscopie à partir de couple d'image aérien (photogrammétrie) de précision 0,6m près en altitude.

Le principe de base d'un couple stéréoscopique est la formation de deux prises de vue en deux points différents qui sont :

- ❖ Verticales
- ❖ Réalisées à la même distance
- ❖ Photos terrestres ou aérienne
- ❖ Missions aériennes par bandes de vol 50% de recouvrement latéral

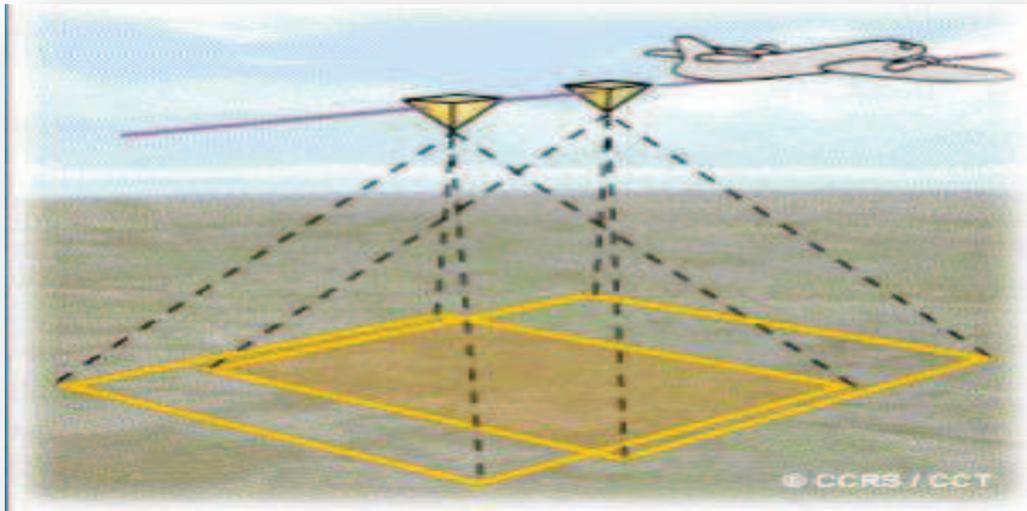


Figure IV. 2 : Couple stéréoscopique (Source : centre canadien de télédétection (CCT))

Grace au logiciel arc gis qu'on a utilisé, on a pu exploiter le MNT brut que nous a accordé AGC sous forme XYZ à fin d'aboutir a une représentation tridimensionnelle qui peut se faire à l'aide d'un maillage ou chaque altitude est positionnée au centre de chaque maille, les schémas ci dessous montre le MNT de notre zone d'étude de la vallée des jardins en maillage carré régulier (MNT raster) et en maillage triangulaire irrégulier (MNT TIN : Triangular Irregular Network). D'autres maillages existent mais ces deux structures sont les plus utilisées.

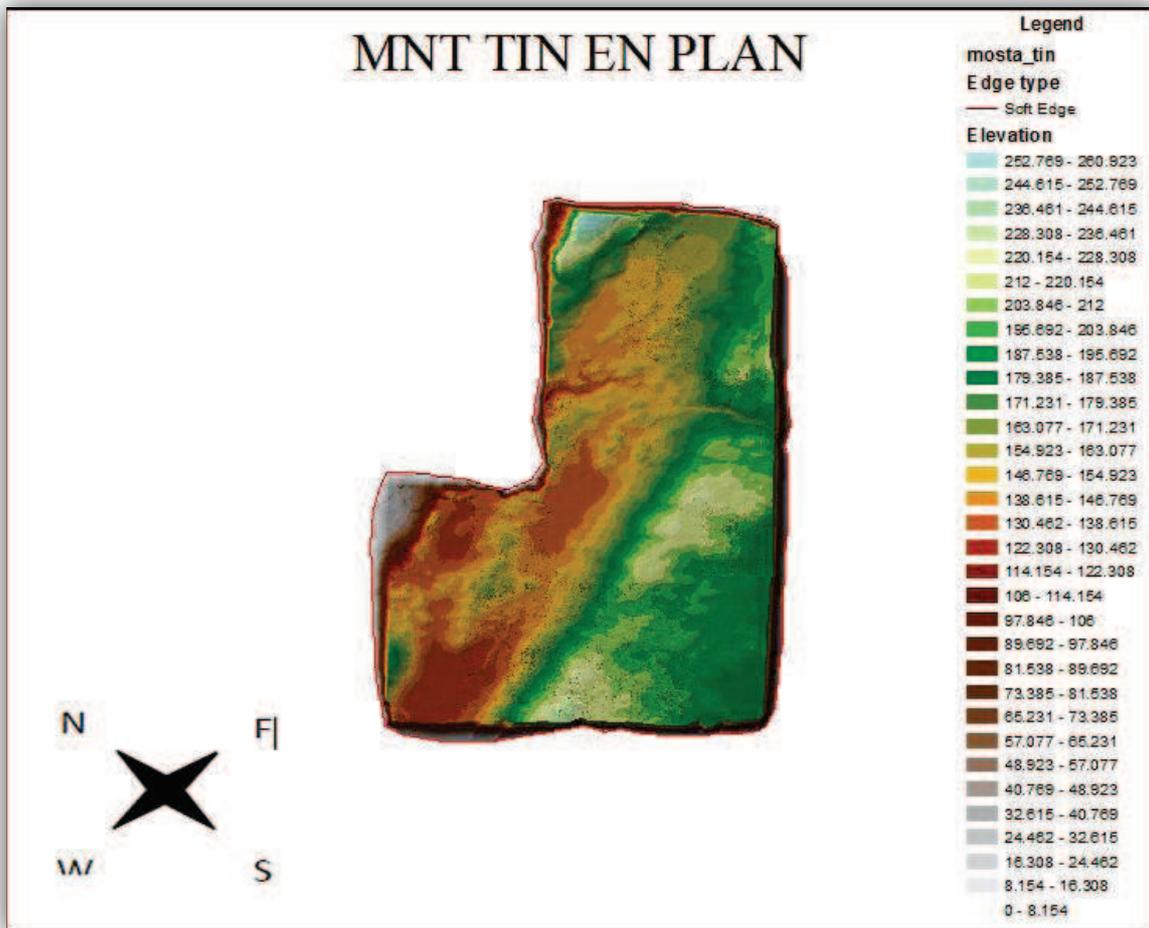


Figure IV.3 : MNT TIN en Plan

Vecteur

Les données vecteur sont des « données images où l'espace est décrit par des objets avec leur forme et leur position, leurs couleurs... sous forme de points, lignes, surfaces» (**Brune Bordin**). La représentation des objets peut varier en fonction de l'échelle utilisée et de ce que l'on veut démontrer ou analyser. Par exemple, à l'échelle mondiale, les villes peuvent-être représentées par un ensemble de points alors qu'au niveau d'un département, les villes peuvent être représentées par des polygones symbolisant leur emprise au sol.

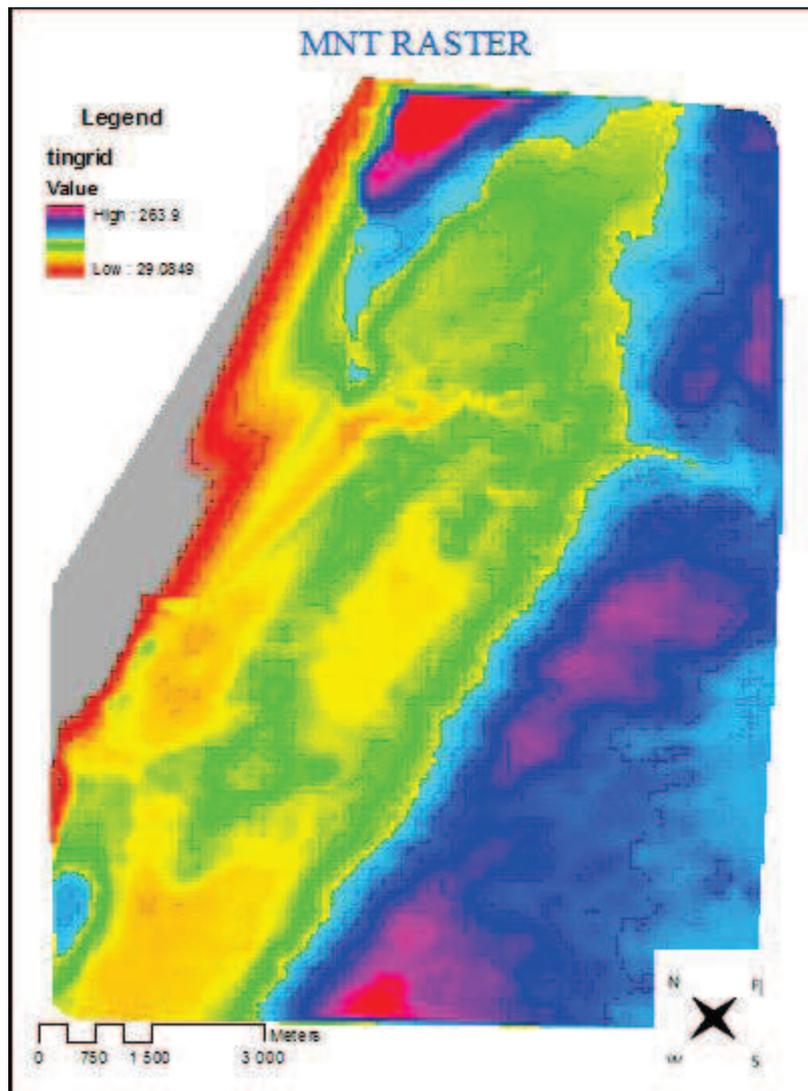


Figure IV.4 : MNT Raster

Raster

Les rasters sont « des données images où l'espace est divisé de manière régulière (en petits rectangles); à chaque petit rectangle (pixel) sont associées une ou plusieurs valeurs décrivant les caractéristiques de l'espace. Exemple : dans une image couleur, à chaque pixel est associée l'intensité lumineuse des trois couleurs: rouge, vert, bleu » (Bruno Bordin) .Dans un raster représentant des températures, chaque pixel aura une valeur de température.

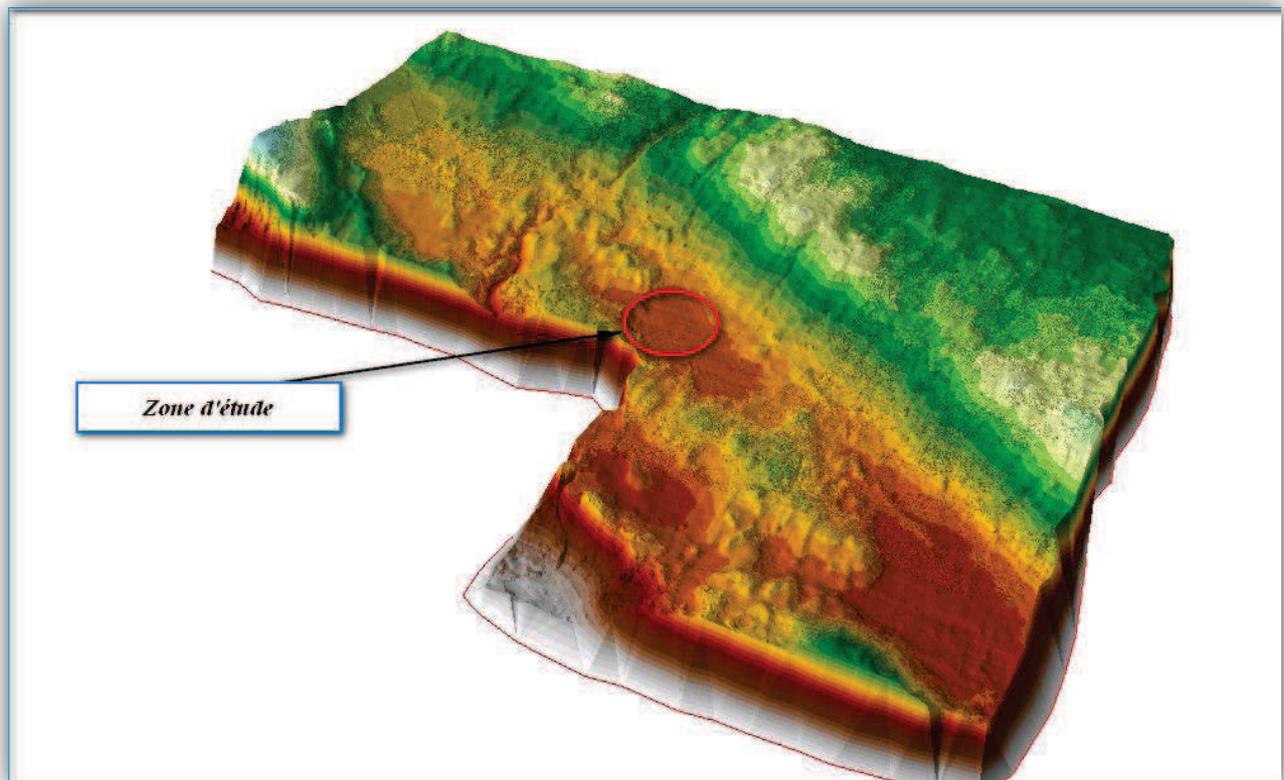


Figure IV 5: MNT TIN en 3 Dimension

Ce modèle numérique de terrain nous a permis 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 etc.... D'une manière générale de manipuler de façon quantitative le terrain étudié.

b. Données concernant les ouvrages

Les données (cote, position, etc.) sont obtenues par analyse du MNT mais aussi par une étude de terrain, pour plus de précision. Les tronçons des rivières étudiés ne présentent pas d'ouvrages à part les ouvrages hydrauliques.

c. Données géométrique

Le réseau d'assainissement comporte des informations géométrique numérisée a l'aide des SIG, et en suit complétées l'information géométrique a l'aide des logiciel de

simulation qu'on ne peut pas intégrer dans le SIG comme l'introduction des géométries des différents ouvrages hydrauliques.

d. Données hydrauliques, conditions aux limites

Les paramètres les plus importants sont :

✚ Les coefficients de **Manning** dans les lits mineurs et majeurs. Le coefficient de Manning est une caractéristique de la nature des parois. Elle varie d'un secteur à l'autre du lit en fonction de la nature physique du matériau et de sa granulométrie.

Tableau IV.2 : coefficient de Manning (Source HEC RAS)

Nature des parois	Coefficient de Manning n (s/m ^{1/3})
Béton lisse	0.011 à 0.013
Béton brut	0.013 à 0.016
Canal en terre, non enherbé	0.017
Canal en terre, enherbé	0.02
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	0.025 à 0.029
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	0.033
Rivière à berges étroites très végétalisées	0.067 à 0.1
Lit majeur en prairie	0.033 à 0.05
Lit majeur en taillis	0.067 à 0.1
Lit majeur urbanisé	0.067 à 0.1
Lit majeur en forêt	0.15

✚ Les débits en amont de système :

Nous avons utilisés les débits obtenus par l'étude hydrologique pour la période de retour de 20 ans, on introduisant les débits de projet pour la simulation en régime permanent et les hydrogrammes des crues pour la simulation en régime transitoire

✚ La condition limite à l'aval du modèle est la pente normal à la sortie des effluents.

2.2 PRESENTATION DU LOGICIEL HEC-RAS 4.1

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le **Hydrologic Engineering Center** de l'**US Army Corps of Engineers**. La version actuelle de (**Hec-Ras 4.1.0**) comporte une interface **graphique** permettant d'éditer, modifier, visualiser les données d'entrée et d'observer les résultats obtenus. L'interface **Ras-Mapper** permet de visualiser les zones inondables à partir des données de terrain en extension « flt ».

Pour démarrer **HEC RAS**, double-clique sur l'icône **HEC-RAS 4.1.0** placé sur le bureau, ou bien allez dans le menu Démarrer et choisissez le programme **HEC-RAS 4.1.0**. Fait important à noter, **HEC-RAS** utilise comme symbole décimal le point, et non la virgule utilisée habituellement dans notre système d'unité. Un message d'erreur peut apparaître lors du démarrage si le symbole décimal spécifié pour votre ordinateur n'est pas le point. Vous pouvez changer ce symbole dans le Panneau de configuration de Windows.

Suite au démarrage de **HEC-RAS** vous devez obtenir la fenêtre principale de **HEC-RAS** qui illustrée à la (**Figure IV.6**) ci-dessous.

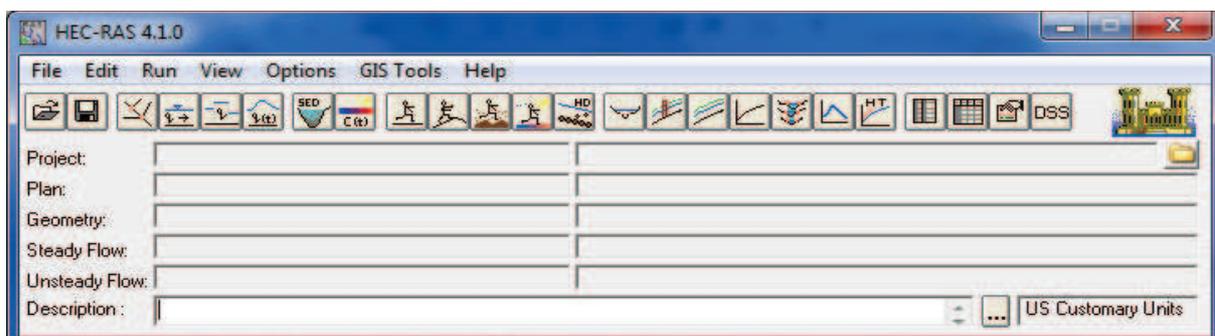


Figure IV.6 : Fenêtre principale de HEC-RAS

La barre de menu comprend toutes les fonctions disponibles de **HEC-RAS**. Le menu **File** permet d'ouvrir, de créer et de sauvegarder un projet (avec extension .prj). Les autres options permettent de modifier le titre du projet ou d'effacer tous les fichiers reliés à un projet. Utilisez cette dernière option avec précaution !

Outre le menu **File**, le menu **Edit** est également important et permet de spécifier les données de base décrivant le système hydrographique devant être modélisé ainsi que les conditions du débit dans ce système.

La principale étape de la création d'un projet de modélisation avec **HEC-RAS** est de définir la géométrie de notre cours d'eau, au moyen de sections transversales. Cette étape est réalisée en choisissant l'option **Geometric Data...** Toute les données reliées à la géométrie du cours d'eau sont sauvegardées dans les fichiers dont l'extension est **G**** où ****** désigne les chiffres représentant une numérotation séquentielle.

Une autre option disponible dans le menu Edit est **Steady Flow Data...** Cette option permet de spécifier la ou les valeurs de débit dans le cours d'eau qui devront être modélisés, ainsi que les conditions limites de l'écoulement. Les informations qui sont spécifiées avec cette option sont contenues dans les fichiers **F****.

2.3 PRESENTATION DU LOGICIEL ARC-GIS

a. Les systèmes d'informations géographiques

Les Systèmes d'information Géographique ou **SIG** sont des types de bases de données qui permettent de gérer des données descriptives à une entité physique localisée. Mais c'est aussi un outil de stockage, de gestion et d'exploitation des données spatialisées. Ils peuvent enfin être abordés non plus comme des outils mais comme une science proposant des outils pour gérer, retrouver, transformer, créer et publier des données géographiques.

b. Fonctionnement

Les SIG (**Figure IV.7**) fonctionnent comme du papier calque en superposant des éléments les uns au dessus des autres. En général chaque catégorie d'objet est assimilée à un calque (ou couche) et ces couches vont être empilés pour représenter une carte et pouvoir être analysées.

L'ordre des couches est primordial. Si l'on dispose d'un calque de points représentant les villes françaises et d'un autre constitué d'un polygone de couleur représentant la France, si le second calque est placé au dessus du premier les villes françaises seront invisibles. En revanche, dans le sens inverse, les villes françaises seront localisées sur le territoire national.

Les types de données Il existe deux grands types de données utilisées par les SIG : Les données raster et vecteur. Il s'agit de modes de représentation de la donnée et un même objet peut aussi bien être représenté de manière vectorielle que sous forme de raster.

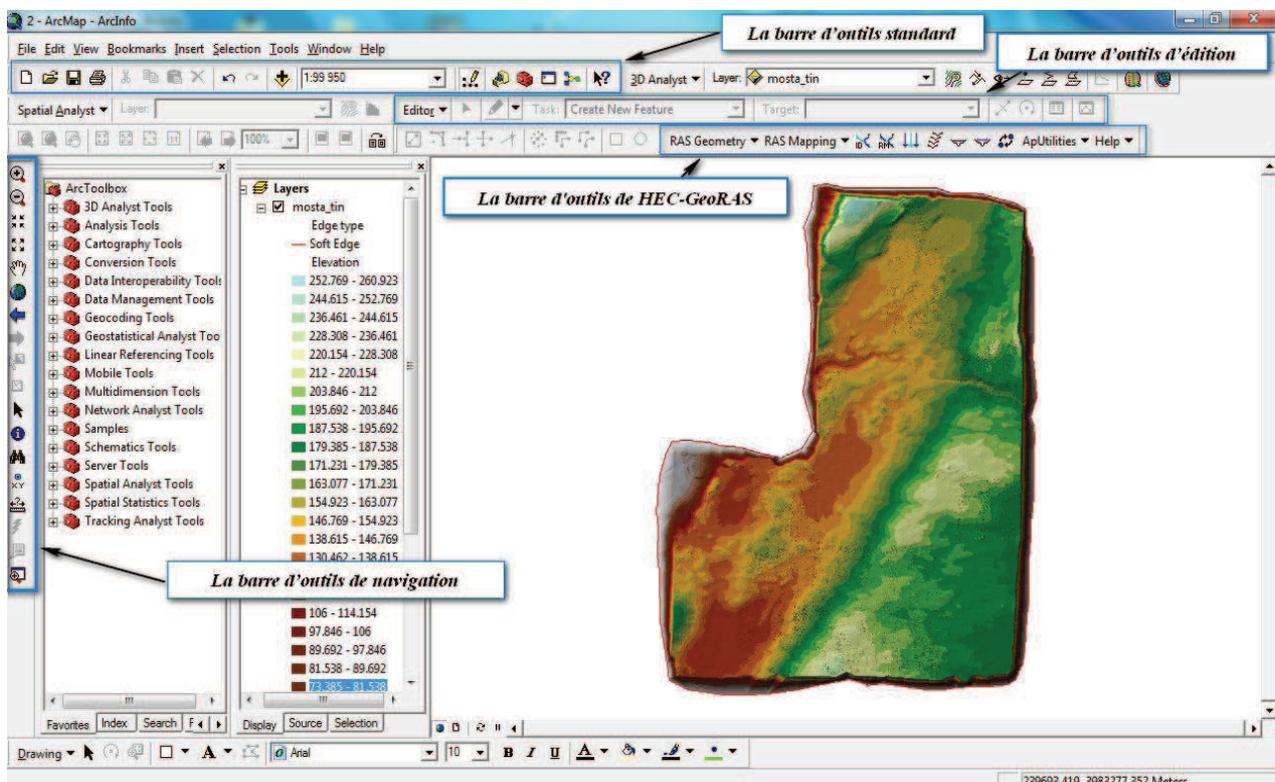


Figure IV.7 : Interface de logiciel ArcGis

Raster

Les rasters sont « des données images où l'espace est divisé de manière régulière (en petits rectangles); à chaque petit rectangle (pixel) sont associées une ou plusieurs valeurs décrivant les caractéristiques de l'espace. Exemple : dans une image couleur, à chaque pixel est associée l'intensité lumineuse des trois couleurs: rouge, vert, bleu. » (Bruno Bordin) Dans un raster représentant des températures, chaque pixel aura une valeur de température.

Vecteur

Les données vecteur sont des « données images où l'espace est décrit par des objets avec leur forme et leur position, leurs couleurs... sous forme de points, lignes, surfaces. » (Bruno Bordin) La représentation des objets peut varier en fonction de l'échelle utilisée et de ce que l'on veut démontrer ou analyser. Par exemple, à l'échelle mondiale, les villes peuvent-être représentées par un ensemble de points alors qu'au niveau d'un département, les villes peuvent être représentées par des polygones symbolisant leur emprise au sol.

c. Utilisation d'ArcGis

Organisation des données

ArcGIS possède un mode de stockage des données qui lui est propre avec des fichiers de formes (**ShapeFiles**) pour les données vecteur et des fichiers **GRID** pour les données Raster.

Chaque donnée (raster ou vecteur) est constituée de plusieurs fichiers. Pour supprimer un objet du disque dur, il faut alors supprimer tous les fichiers relatifs à cet objet. Le module **Arc catalogue** permet de faire cette suppression en une seule fois.

- Les fichiers de forme (.shp)
- Les fichiers de forme ou **ShapeFiles** (.shp) comportent trois grandes classes : Ponctuelle, linéaire ou surfacique. Un fichier de forme ne peut représenter qu'une et une seule de ces classes. Chaque fichier de forme est donc composé de données attributaires et de données géométriques pour la représentation spatiale des objets.

2.4 LES DEUX MODULES COMPLEMENTAIRES d'ArcMap

a. Arc catalogue

Arc catalogue permet de rechercher des données, de les visualiser d'en faire rapidement des copies et de les supprimer rapidement.

L'écran de gauche permet de se connecter et de naviguer dans des emplacements du disque.

Accéder aux données

Le bouton « Connect to Folder »  permet de créer un raccourci vers un emplacement particulier et le bouton  permet de remonter vers le dossier parent.

Rechercher des données

Dans la barre de menu > Edit > Search

Ajouter des types de données visibles Par défaut, seul les fichiers ArcGIS sont visibles dans Arc catalogue. Néanmoins, pour ne pas avoir à basculer entre le catalogue et l'explorateur Windows il est possible de définir de nouveaux types de fichiers visibles.

Tools > Options > File types Connexion aux bases de données

Arc catalogue permet aussi de se connecter à des bases de données pour en suite y accéder depuis le catalogue ou directement dans ArcMap. Les méthodes de connexion varient selon le type de base de données à la quelle l'on souhaite se connecter. Dans la fenêtre de gauche il faut descendre tout en bas et choisir « Database connexion ». Si l'on veut se connecter à une base de données attributaires par exemple, il faut ensuite sélectionner « Add OLE DB connexion ». Le second moyen de connexion est réservé aux bases de données spatiales comme PostGIS par exemple.

b. Arc toolbox

Arc GIS dispose de très nombreux outils des plus généralistes aux outils métiers comme les outils d'hydrologie servant, par exemple, à calculer des bassins versants. Tous ces outils sont disponibles à partir de la toolbox qui, à l'inverse d'Arc catalogue et ArcMap, ne s'ouvre pas dans sa propre fenêtre mais directement dans les modules en appuyant sur ce bouton. 

Dans la fenêtre qui s'ouvre chaque boîte à outils représente une catégorie d'outils et ces derniers sont organisés en sous catégories. Les onglets en bas de la fenêtre permettent de rechercher un outil mais leur nombre est si important qu'il est souvent plus facile de créer ses propres boîtes à outils pour s'y retrouver.

Créer une boîte à outils personnelle

Pour créer une boîte à outils faites un click droit dans la fenêtre toolboxes puis sélectionnez « New toolbox » et donnez-lui un nom. Vous pouvez ensuite déplacer les outils les plus fréquemment utilisés dans cette nouvelle boîte. Pour sauvegarder la boîte faites un click droit dans la toolboxe puis sélectionnez « save settings to default. »

c. Le module ArcMap

Les barres d'outils sont :

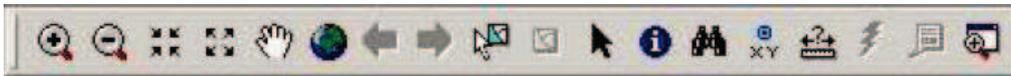
La barre d'outils standard



La barre d'outils standard permet d'ouvrir un document ArcMap  (qui fait le lien vers les données et leurs symboles) ainsi que de charger des données .

En plus de ces deux fonctions principales, il permet aussi d'afficher et de désafficher la barre d'outils  et Arc catalogue .

✚ La barre d'outils de navigation



C'est la barre d'outils la plus importante qui remplit toutes les fonctions de navigation et d'interrogation des données dont vous aurez besoin. Vous pourrez zoomer et dé zoomer avec les outils suivants  ainsi que revenir rapidement sur des zooms et lieux précédemment afficher avec ces deux flèches  fonctionnant comme les fonctions pages suivantes et précédentes des navigateurs internet. La petite main blanche  vous sert à vous déplacer sur la carte mais si vous disposez d'une souris équipée d'une molette, vous pourrez aussi vous déplacer en maintenant cette molette enfoncée. L'outil suivant  permet de sélectionner des données. Vous pourrez ensuite zoomer sur votre sélection. Pour désélectionner les objets appuyez sur cette touche.  L'outil Identifier  est l'outil utilisé pour naviguer dans les données elles-mêmes. Il est très utile car permet d'interroger un objet ou de dérouler les relations entre les objets. L'outil représenté par de petites jumelles  permet d'effectuer une recherche par mots clefs.

Enfin cette barre d'outils vous permet d'effectuer des mesures manuelles donc très peu précises mais parfois très efficaces avec ce bouton .

✚ La barre d'outils d'édition



Comme son nom l'indique, cette barre d'outils permet d'éditer des données. Pour ouvrir une session d'édition cliquez sur « Editeur », ouvrir une session de mise à jour. Dans ce même menu vous pouvez aussi fermer votre session de mise à jour ou encore enregistrer vos mises à jour. Attention, si vous enregistrez vos mises à jour ou que vous quittez la session en choisissant enregistrer les mises à jour, vous ne pourrez plus revenir sur les modifications effectuées. Après avoir ouvert une session de mise à jour vous devez choisir la couche à éditer. Si votre document contient des couches provenant de plusieurs sources différentes il faudra dans un premier temps choisir la source. Ensuite, dans la liste déroulante nommée « Cible » à droite du menu Editeur

choisissez la couche à éditer. Cette étape est très importante, ne l'oubliez pas sous peine d'éditer la mauvaise couche.

La flèche noire  de la barre d'édition vous permet de déplacer des objets ou d'en modifier les formes en double cliquant dessus. Le petit crayon  à droite de la flèche noire permet de créer de nouveaux objets. Vous pouvez aussi définir des options de capture pour que votre outil s'accroche à certains objets géographiques. Allez dans « Editeur » puis « Capture ».

Dans la fenêtre qui apparaît vous pouvez sélectionner les couches sur les quelles vous voulez automatiquement vous accrocher ainsi que les critères d'accrochage à savoir « Sommet » c'est à dire chaque point composant un changement de direction du contour de la forme, « Contour » c'est à dire sur le contour de la forme ou « Extrémités » ce qui signifie comme son nom l'indique s'accrocher uniquement aux extrémités de la forme (pour relier deux cours d'eau par

2.5 COUPLAGE HEC-RAS ET ARC-GIS

Les ingénieurs de l'Hydrologique Engineering Center ont développé avec ESRI une extension d'Arc GIS qui permet d'échanger des données entre un Modèle Numérique de Terrain et le logiciel HEC-RAS. Cette extension s'appelle HEC-GeoRas.

Le principe de fonctionnement de cette extension est assez simple mais il faut posséder un MNT précis couvrant l'ensemble du lit mineur et du lit majeur du tronçon étudié.

La création de cartes d'inondations se déroule donc en trois phases principales :

-  Création de la géométrie de la rivière sous Arc GIS,
-  Export de ces informations vers HEC-RAS et précisions des données hydrauliques pour mettre en place le modèle.

✚ Lancement du modèle et obtention de résultats, ces résultats sont exportés vers Arc GIS afin d'apporter un aspect visuel au projet, en obtenant les cartes d'inondation.

L'organigramme suivant (**Figure IV. 8**) décrit la chaîne logicielle utilisée.

Ici apparaissent les deux logiciels clés : Arc GIS pour la partie SIG (Système d'Information Géographique) et HEC-RAS pour la partie hydraulique. Le lien entre les deux étant effectué par le logiciel HEC-Geo RAS, ce dernier permet d'automatiser les phases d'exportation - importation entre les deux logiciels précédents.

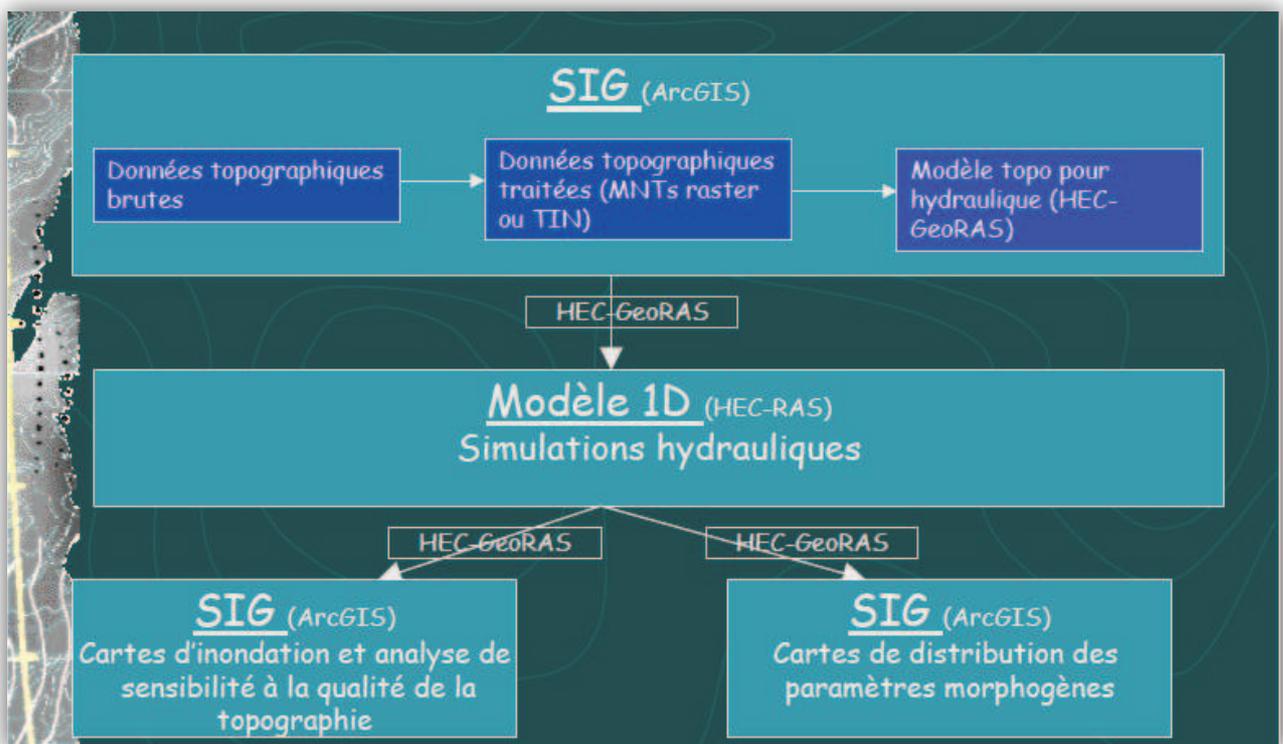


Figure IV. 8: Chaîne de logicielle.

IV.3 MODELISATION DE RESEAU EXISTANT SOUS HEC-RAS

Nous avons donc entrepris un travail sur le logiciel HEC-Ras. La première étape effectuée a été de créer un projet autour duquel s'organisent les éléments essentiels à la modélisation. Celui-ci est construit autour d'un fichier de géométrie (.g01). Dans ce fichier, nous importons sous forme de fichier texte les coordonnées de la rivière en deux dimensions (x,y), puis les profils en travers.

2.5 Géométrie de réseau

On importe les données géométriques de Arc GIS vers HEC -RAS nous obtenant le schéma ci-après :

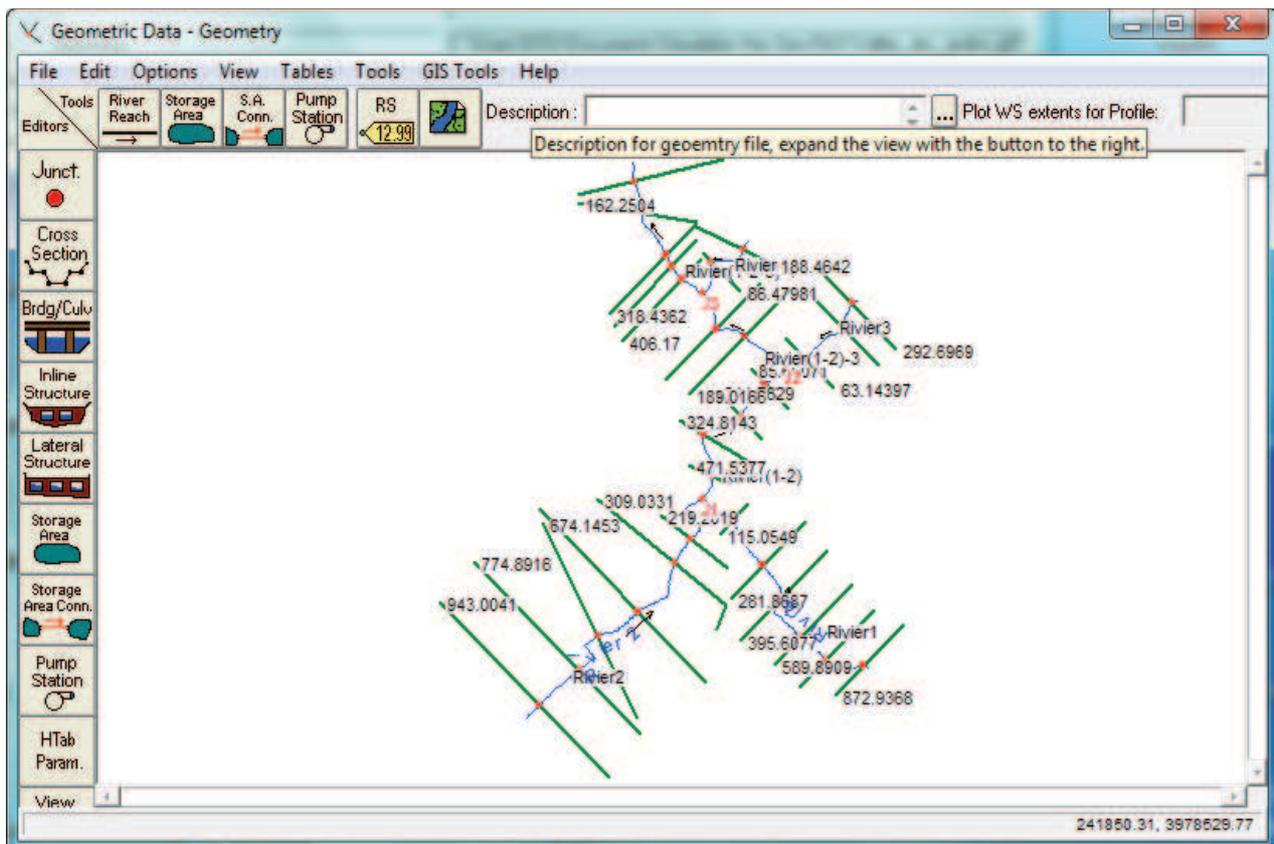


Figure IV. 9: Données géométriques importées sur HEC-RAS

Il est maintenant nécessaire d'introduire les coefficients de Manning pour chaque rivière (HEC-RAS divise la section mouillée en trois sous sections majeur gauche, mineur centrale et majeur droite).

3.2 Données hydrauliques

On exploite les débits issus de l'analyse fréquentielle vingtennale de la partie hydrologique selon la simulation en régime permanent (Introduction des débits de crues à l'amont de chaque tronçon). (Figure IV. 10)

Flow Change Location
 Profile Names and Flow Rates | | | | | | | || River | Reach | RS | Q(2ans) | Q(4ans) | Q(5ans) | Q(10ans) | Q(20ans) | Q(25ans) | Q(50ans) | Q(100ans) |
1	Rivier(1-2)	471.5377	6.24	8.93	9.71	12	14.21	14.92	17.07	26.28
2	Rivier(1-2)-3	189.016E	10.42	14.91	16.21	20.04	23.73	24.91	28.5	43.87
3	Rivier(1-2-3)-4	406.17	12.06	17.27	18.78	23.23	27.49	28.85	33.02	50.83
4	Rivier1	872.936E	2.65	3.79	4.12	5.09	6.03	6.33	7.24	11.15
5	Rivier2	943.0041	3.59	5.14	5.59	6.91	8.18	8.59	9.83	15.13
6	Rivier3	292.696E	4.18	5.98	6.5	8.04	9.52	9.99	11.43	17.59
7	Rivier4	188.4642	1.65	2.37	2.57	3.08	3.76	3.95	4.52	6.96

 The window also includes a menu bar (File, Options, Help), a toolbar with 'Enter/Edit Number of Profiles (25000 max): 8', 'Reach Boundary Conditions ...', and 'Apply Data'. Below the toolbar are dropdown menus for 'River: Rivier(1-2-3)-4' and 'Reach: Rivier(1-2-3)-4', and a 'River Sta.: 406.17' field. A status bar at the bottom reads 'Edit Steady flow data for the profiles (m3/s)'."/>

Figure IV. 10 : Introduction des débits de crus.

3.3 Exploitation des résultats de modélisation

A partir des hypothèses retenues et des données sur le réseau, une simulation en régime permanent a été effectuée. Les résultats donnent des profils en long et en travers pour les lignes d'eau correspondant à une crue vingtennal pour chaque canal dénommé tronçon dans les figures résultant de la modélisation (v. pages suivantes).

Il est important de noter que les conditions d'écoulement dans le réseau varient suivant la nature et la topographie des canaux et conduites composants ces derniers. En général, lorsque la pente s'accroît, les sections diminuent et les vitesses augmentent.

Le profil en long et piézométrique montrent l'information suivante (figure IV.11):

- ✚ Le profil de notre terrain qui nous donne l'information sur la pente
- ✚ Les zones de débordements tout au long des tronçons ou il faut agir et éviter ces débordements en augmentant les sections en travers.

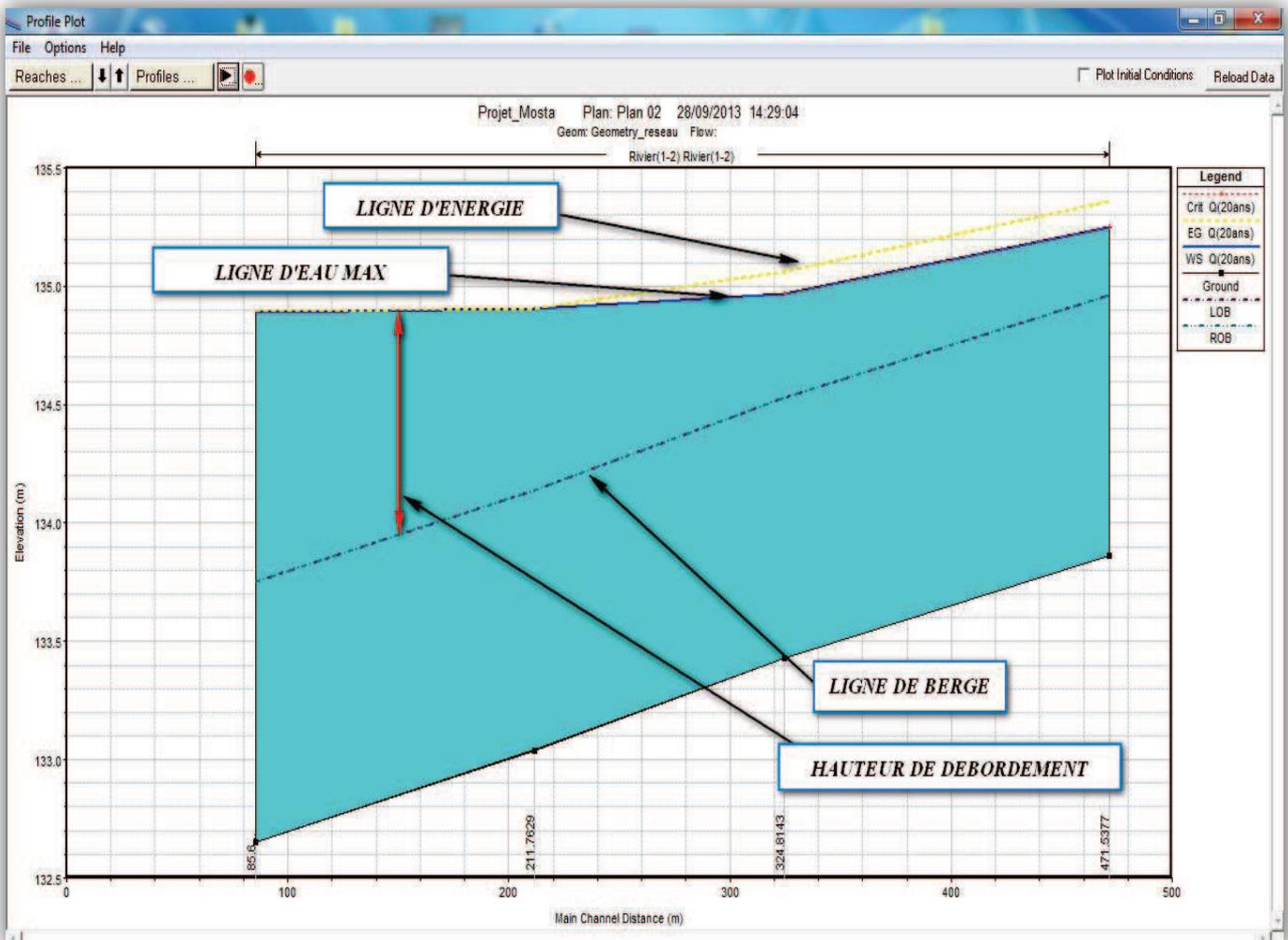


FIGURE IV. 11 : Profil en long et piézométrique du Tronçon 3

Les profils en travers ne donnent pas seulement l'information de la hauteur d'eau au niveau de lit mineur (section rectangulaire figure IV.12) mais aussi les limites et les hauteurs de la lame déversant dans chaque point de lit majeur au niveau de la section transversal perpendiculaire à l'axe d'écoulement.

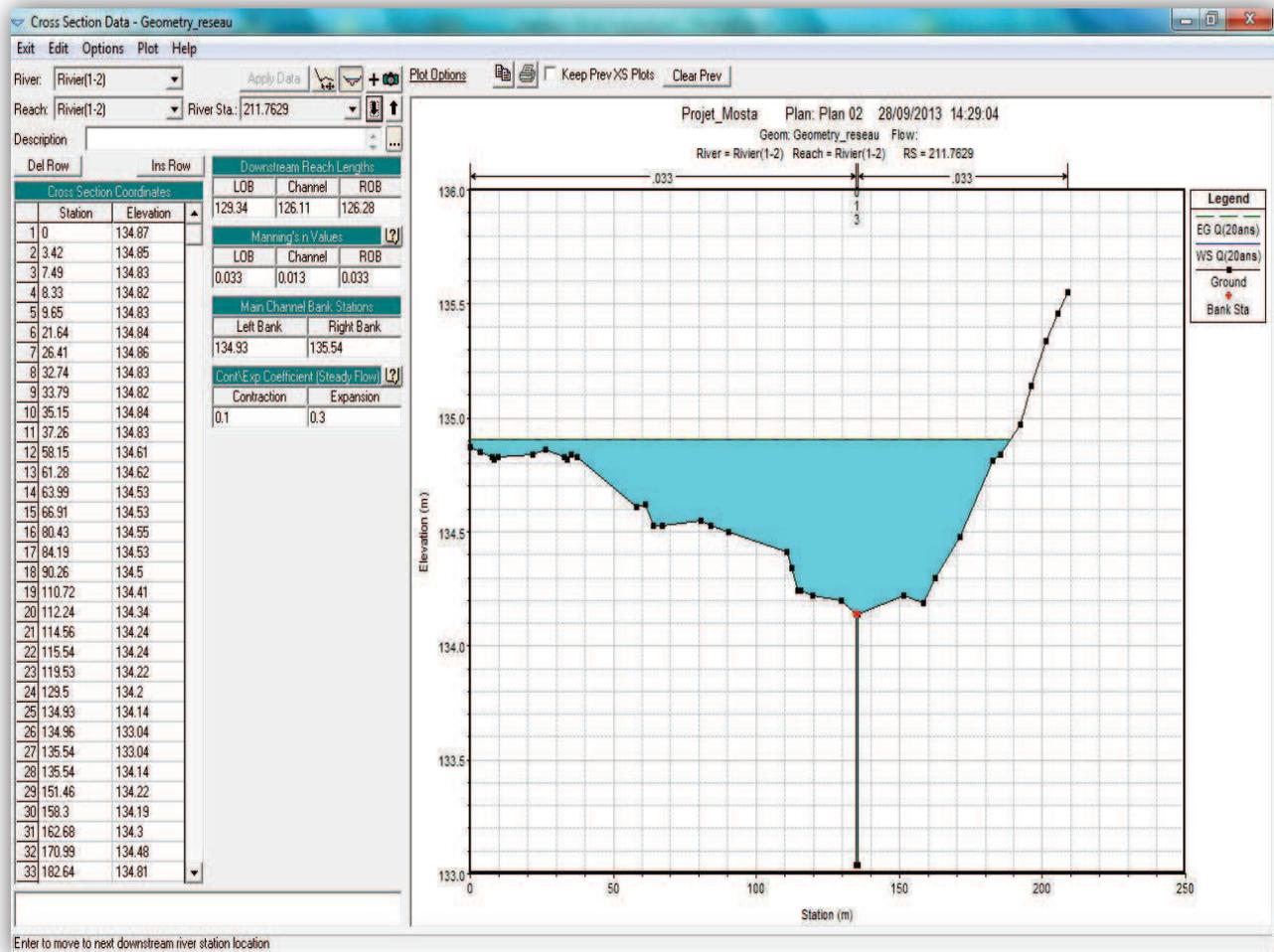


FIGURE IV. 12 : Profil en travers

IV.4 INTERPRETATION DES RESULTATS DE SIMULATION:

Dans chacun des tronçons 1,2, 4, et 6 la quantité d'eau transitée correspond à celle qui vient de chaque sous bassins versant.

Les autres tronçons se situent dans des zones où se rejoignent les apports d'eau des bassins versant (zone d'accumulation des eaux) ce qui donne des débits plus

important. On remarque aussi que le terrain est presque plat ce qui rend la tâche plus difficile pour acheminer l'eau vers l'exutoire.

Les résultats tabulés sur **HEC- RAS** montrent que le nombre de Froude est inférieur à '1' ce qui veut dire l'écoulement de l'eau est fluviale (*hauteur d'eau supérieure ou égale à la hauteur critique*) à travers tout le réseau, cela convient vraiment à la topographie de terrain de faible pente.

La lame débordée dans la première catégorie tourne autour de 1m par contre dans la seconde est environ 2m ce qui veut dire il n'y a aucun tronçon qui peut évacuer la crue de projet. Les schémas suivant confirment que le réseau existant ne répond pas.

- La lame d'eau ne déborde pas sur tout le long du canal. la vitesse de l'écoulement est de 2,88 m/s avec une pente qui varie entre 0,008 et 0,003. (figure IV.13).

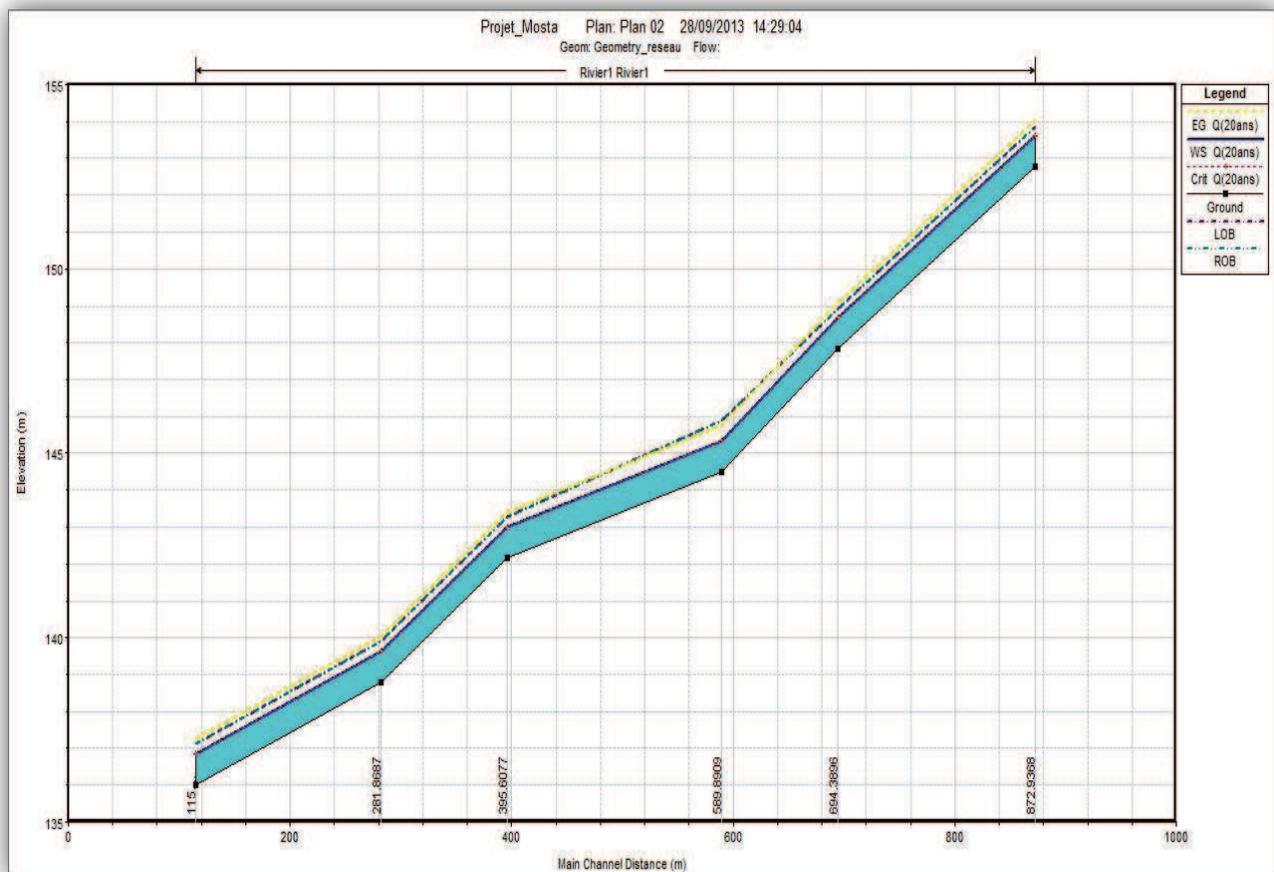


FIGURE IV.13: Profil en long et piézométrique du tronçon 1

- Il y a débordement tout le long du canal avec une hauteur (**Figure IV.14**) :

La section 943.0041 : la hauteur d'eau atteindra 1.38 m, vitesse 0.03 m/s avec une pente 0.000

La section 774.8916 : la hauteur d'eau atteindra 0.97 m, vitesse 0.12 m/s avec une pente 0.000013

La section 674.1453 : la hauteur d'eau atteindra 0.90 m, vitesse 0.10 m/s avec une pente 0.000006

La section 507.078 : la hauteur d'eau atteindra 0.85 m, vitesse 0.16 m/s avec une pente 0.000017

La section 309.0331 : la hauteur d'eau atteindra 0.18 m, vitesse 1.02 m/s avec une pente 0.001213

La section 219.2016 : la hauteur d'eau atteindra 0.18 m, vitesse 2.28 m/s avec une pente 0.006046

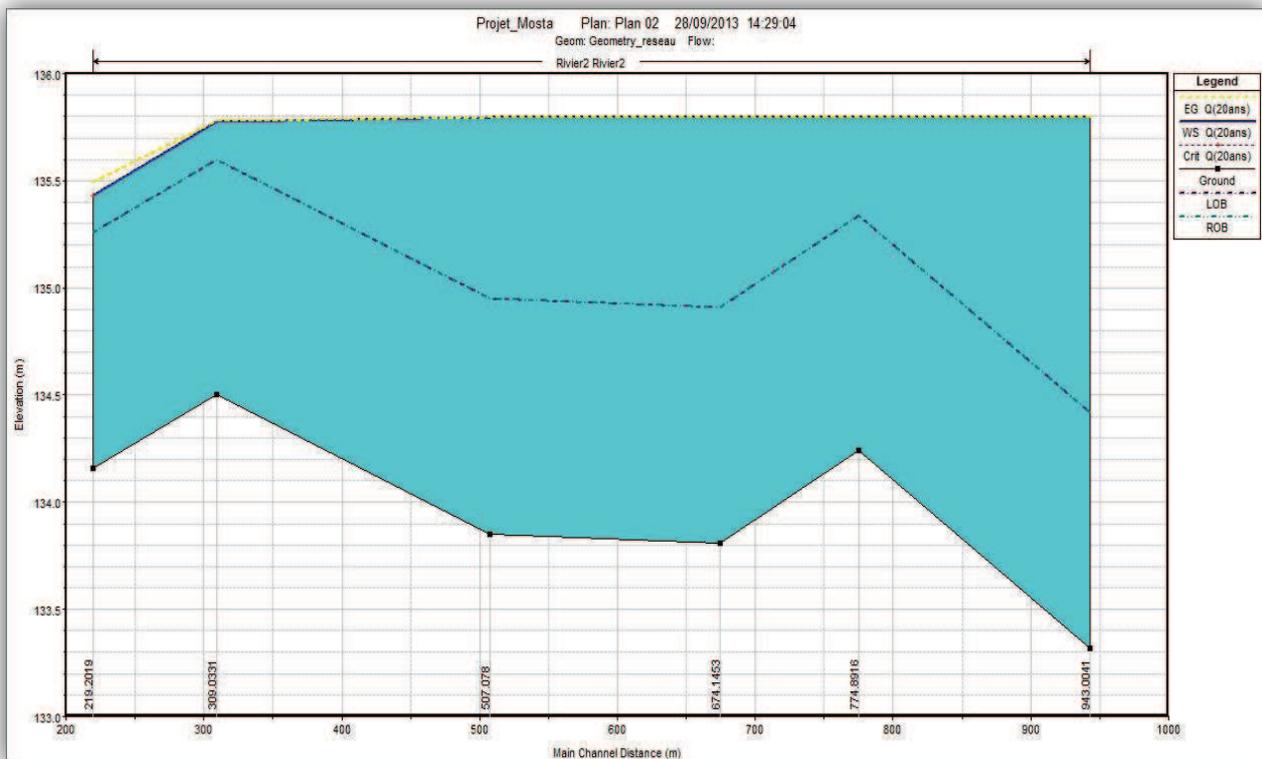


Figure IV.14: Profil en long et piézométrique du tronçon 2.

- Il y a débordement tout le long du canal avec une hauteur (**Figure IV.15**) :

La section 471.5377 : la hauteur d'eau atteindra 0.3 m, vitesse 2.36 m/s avec une pente 0.002023

La section 324.8143 : la hauteur d'eau atteindra 0.43 m, vitesse 2.21 m/s avec une pente 0.001546

La section 211.7629 : la hauteur d'eau atteindra 0.0.75 m, vitesse 0.51 m/s avec une pente 0.000146

La section 85.6 : la hauteur d'eau atteindra 1.15 m, vitesse 0.54 m/s avec une pente 0.000056

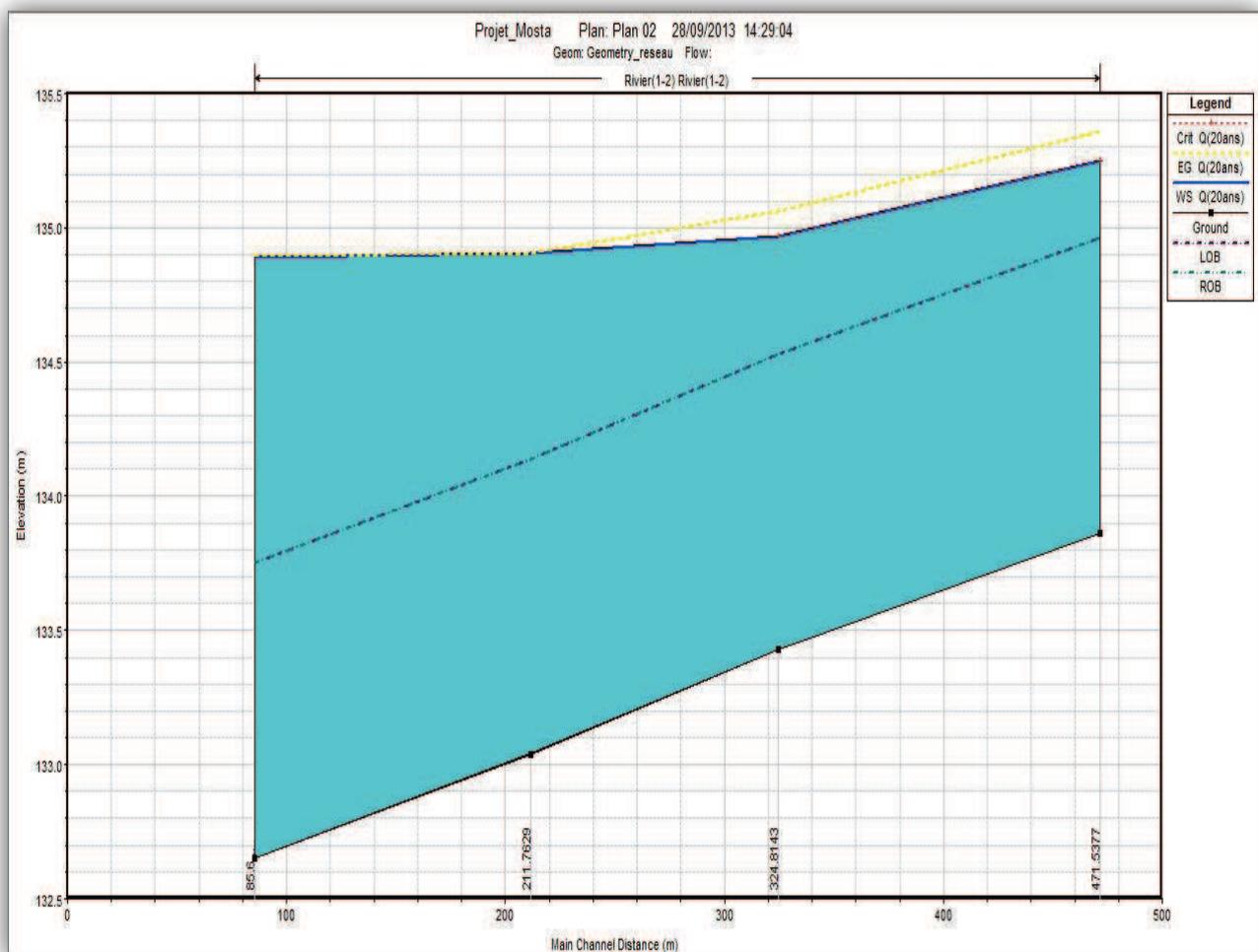


Figure IV.15: Profil en long et piézométrique du tronçon 3.

- Il y a débordement tout le long du canal avec une hauteur (**Figure IV.16**) :
 La section 471.5377 : la hauteur d'eau atteindra 0.3 m, vitesse 2.36 m/s avec une pente 0.002023
 La section 324.8143 : la hauteur d'eau atteindra 0.43 m, vitesse 2.21 m/s avec une pente 0.001546
 La section 211.7629 : la hauteur d'eau atteindra 0.75 m, vitesse 0.51 m/s avec une pente 0.000146

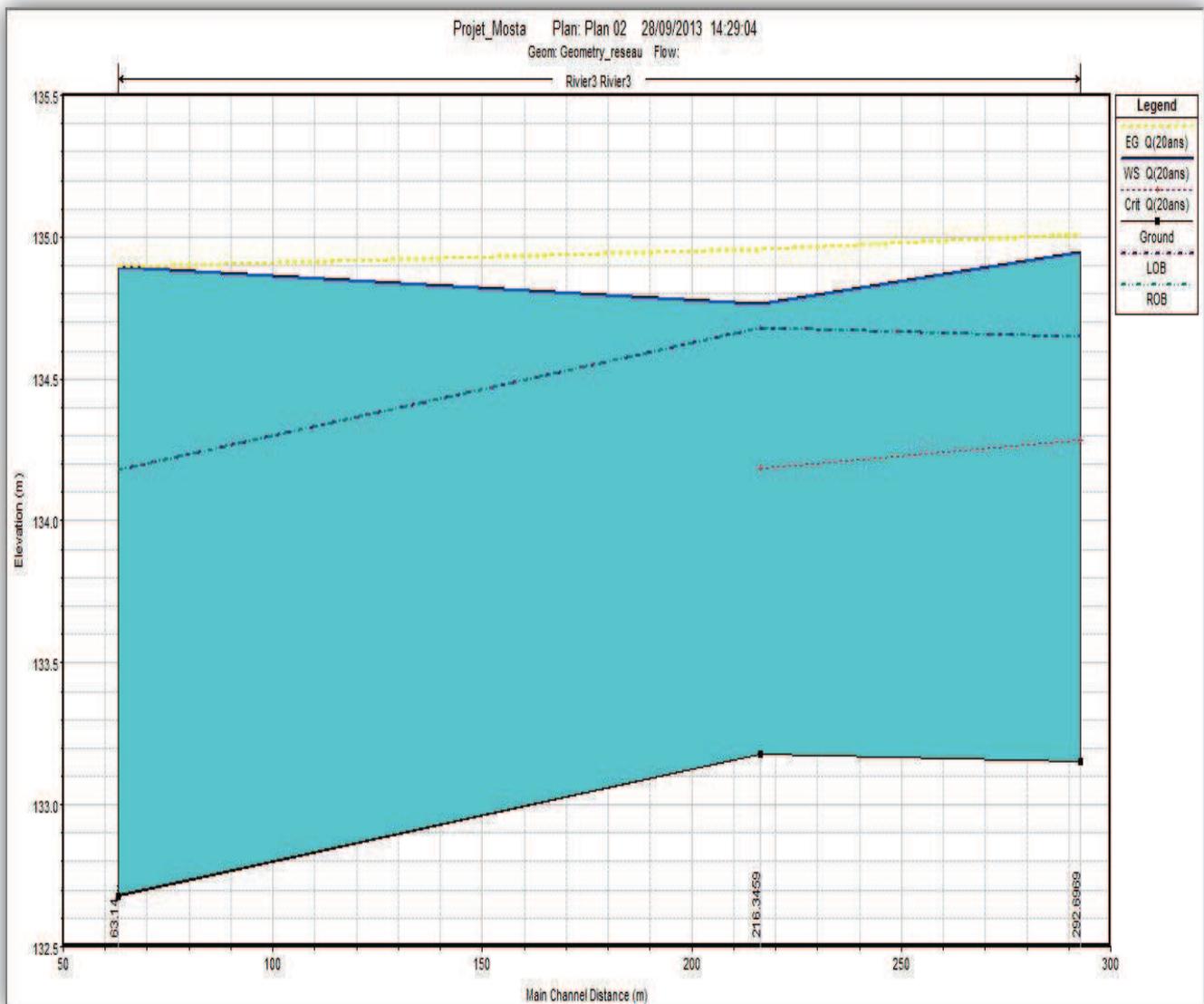


Figure IV.16: Profil en long et piézométrique du tronçon 4

- Il y a débordement tout le long du canal avec une hauteur (**Figure IV.17**) :

La section 189.0166 : la hauteur d'eau atteindra 0.48 m, vitesse 1.21 m/s avec une pente 0.000283

La section 106.4067 : la hauteur d'eau atteindra 0.32 m, vitesse 2.17 m/s avec une pente 0.001147

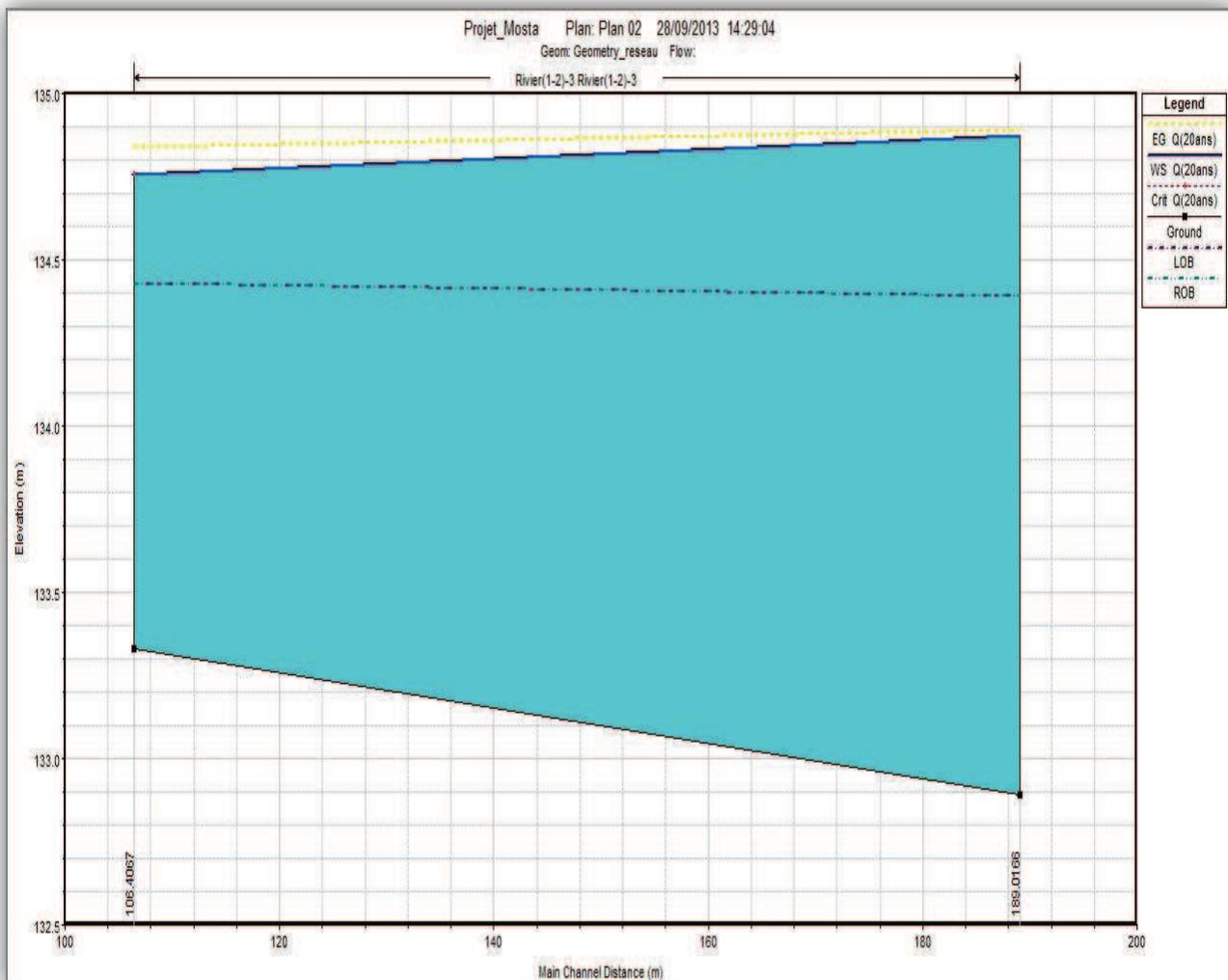


FIGURE IV. 17: Profil en long et piézométrique du tronçon 5

- Il y a débordement tout le long du canal avec une hauteur (**Figure IV.18**) :
La section 188.4642 : la hauteur d'eau atteindra 0.10 m, vitesse 1.5 m/s avec une pente 0.000884
La section 86.47981 : la hauteur d'eau atteindra 0.08 m, vitesse 1.59 m/s avec une pente 0.001147

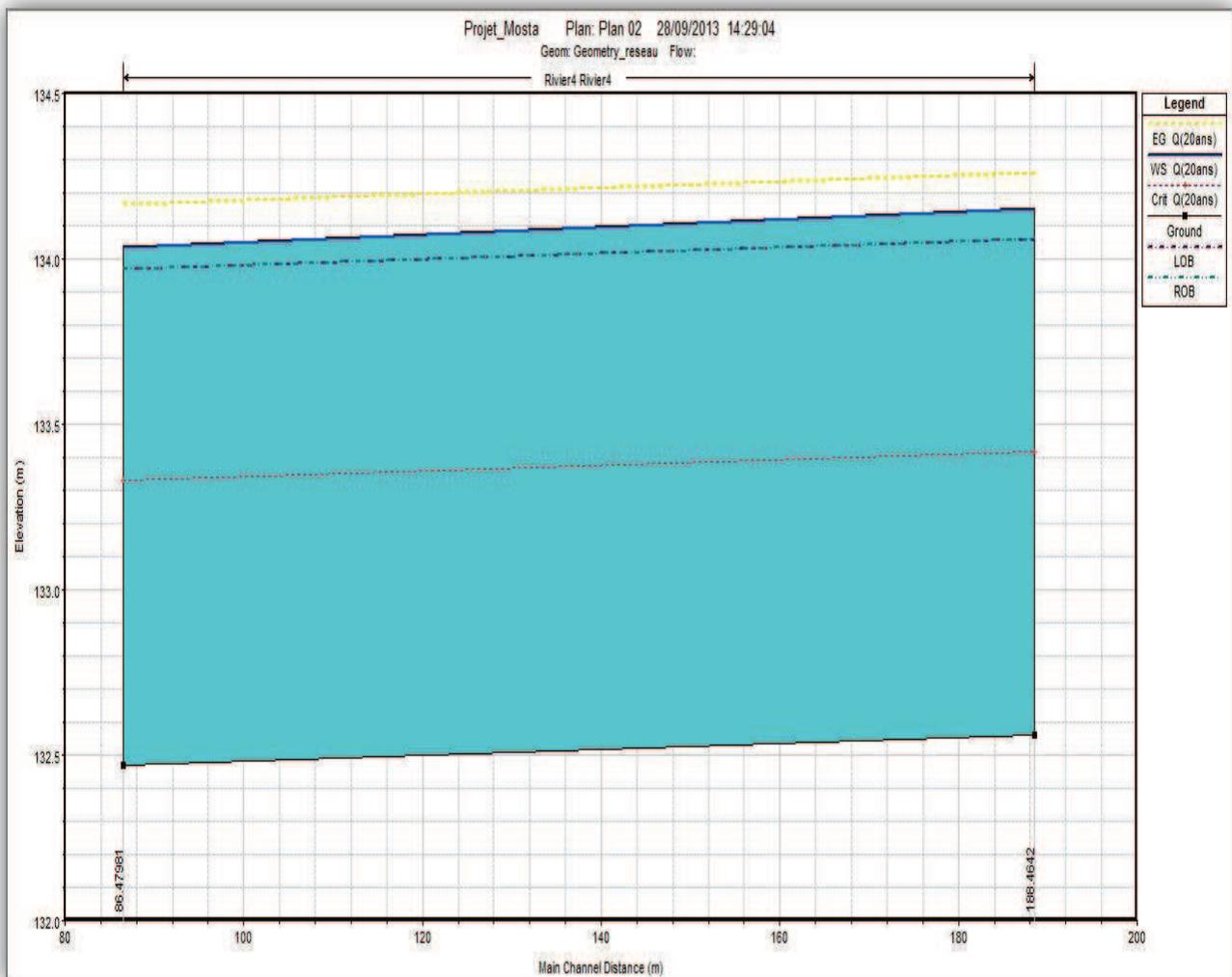


Figure IV. 18: Profil en long et piézométrique du tronçon 6

- Il y a débordement tout le long du canal avec une hauteur (**Figure IV.19**) :

La section 471.5377 : la hauteur d'eau atteindra 0.3 m, vitesse 2.36 m/s avec une pente 0.002023

La section 324.8143 : la hauteur d'eau atteindra 0.43 m, vitesse 2.21 m/s avec une pente 0.001546

La section 211.7629 : la hauteur d'eau atteindra 0.0.75 m, vitesse 0.51 m/s avec une pente 0.000146

La section 85.6 : la hauteur d'eau atteindra 1.15 m, vitesse 0.54 m/s avec une pente 0.000056

La section 85.6 : la hauteur d'eau atteindra 1.15 m, vitesse 0.54 m/s avec une pente 0.000056

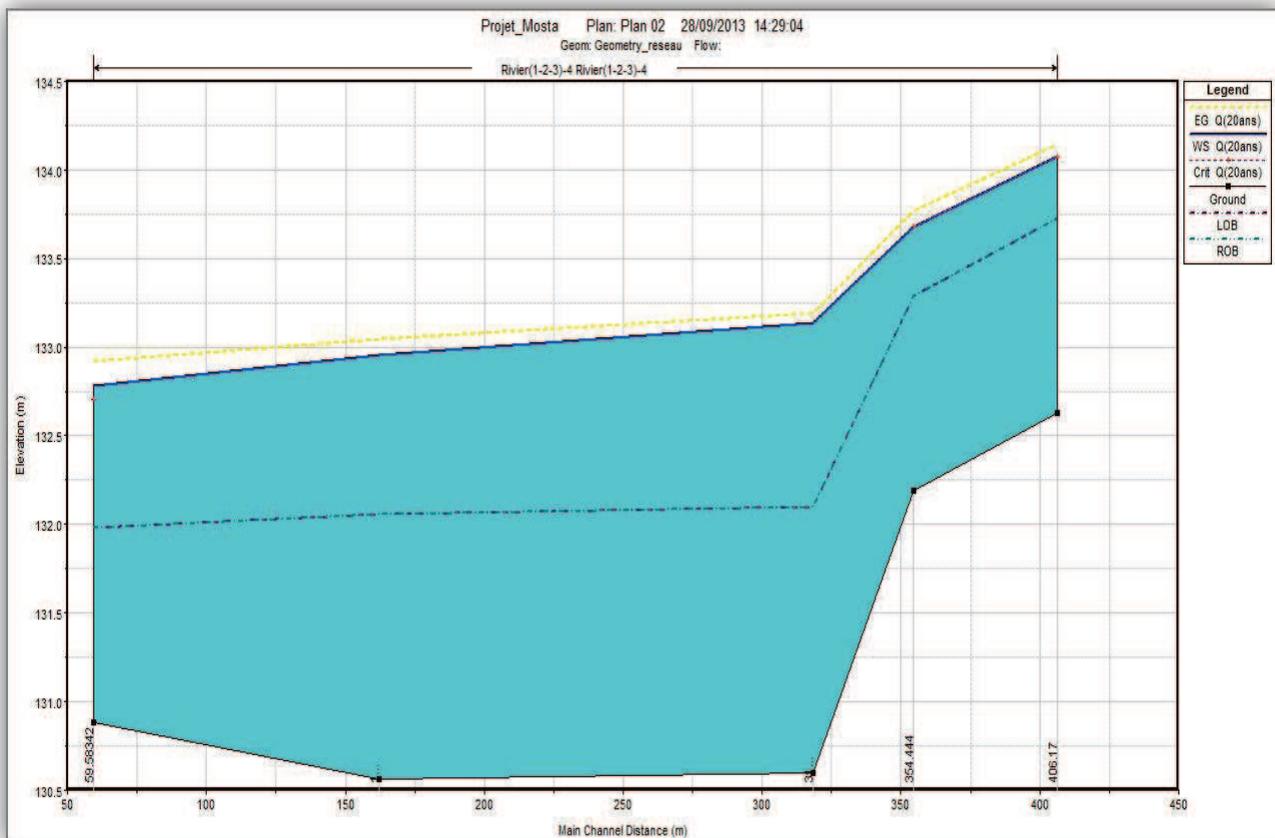


Figure IV. 19: Profil en long et piézométrique du tronçon 7

4.1 CREATION DE LA CARTE D'INONDATION

La carte est un outil privilégié pour représenter un phénomène qui varie dans l'espace. C'est aussi le support qui permet le mieux de comparer l'inondation et les enjeux menacés.

La visualisation des résultats sont beaucoup plus efficaces après l'exportation des résultats de simulation de **HEC- RAS** vers Google earth, afin de montrer géographiquement les plans d'eau formés par le débordement des eaux dans les canaux existants.

✚ Pour une période de retour 2ans



FIGURE IV.20 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth

Pour une période de retour 4ans

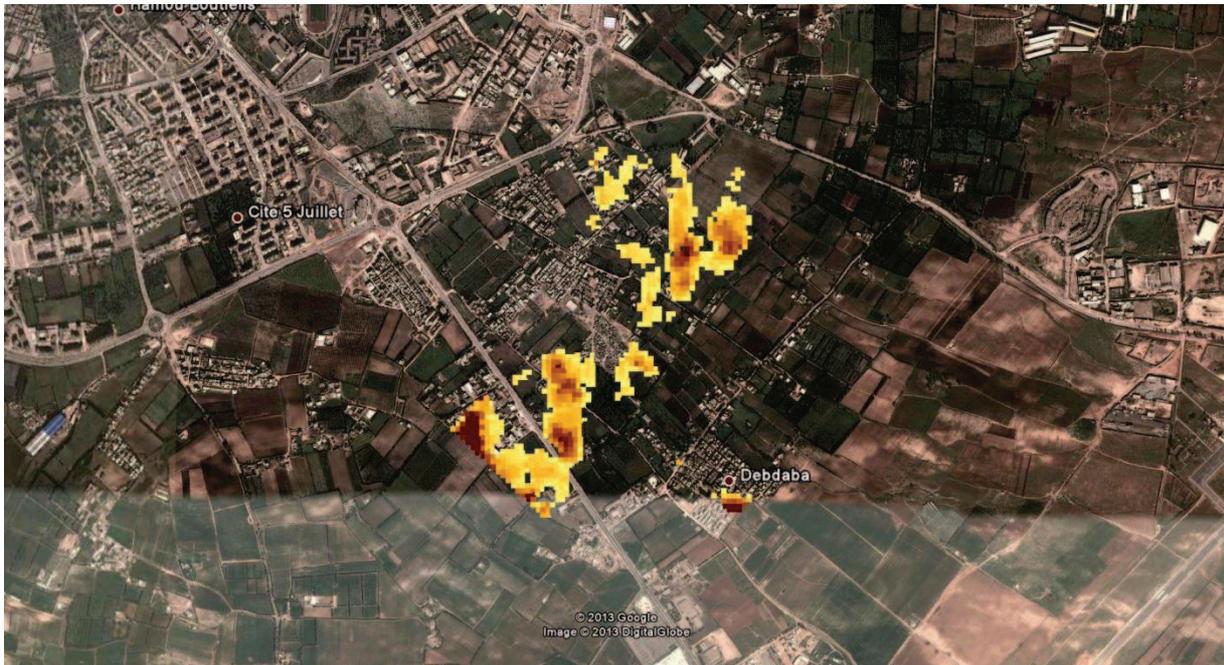


FIGURE IV.21 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth

✚ Pour une période de retour 5ans

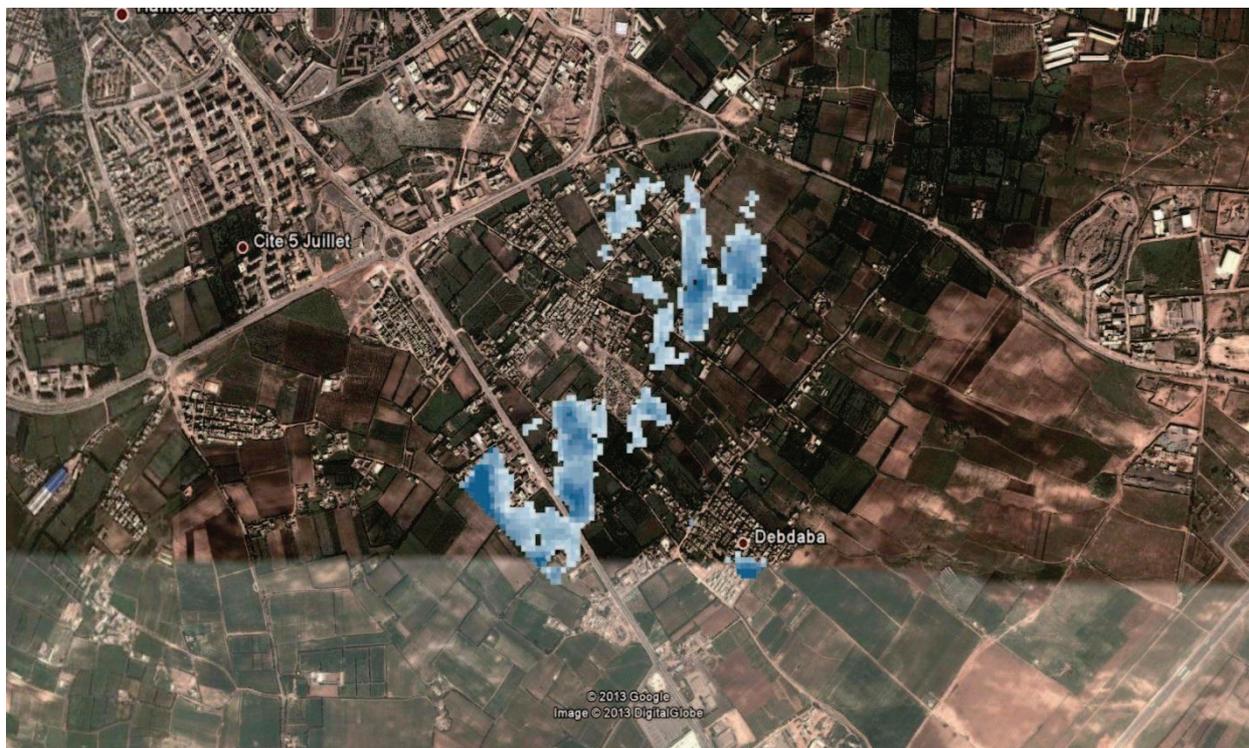


FIGURE IV.22 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth

✚ Pour une période de retour 10ans

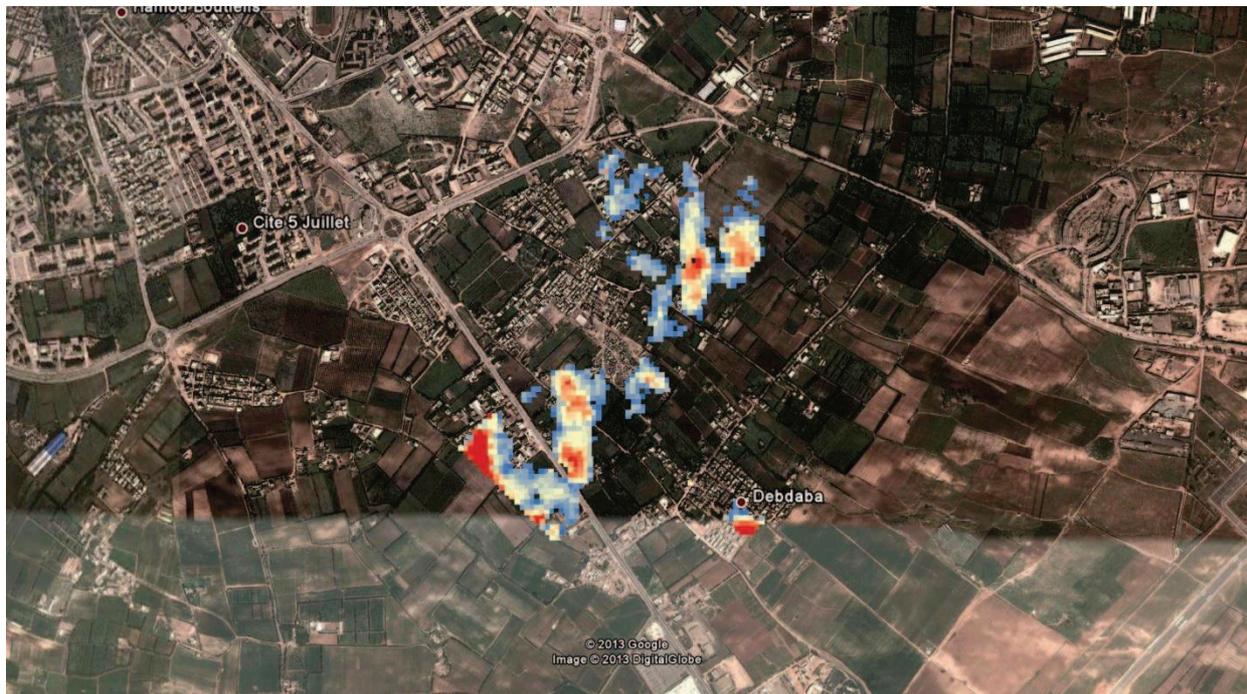


FIGURE IV.23 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Google earth

✚ Pour une période de retour 20ans

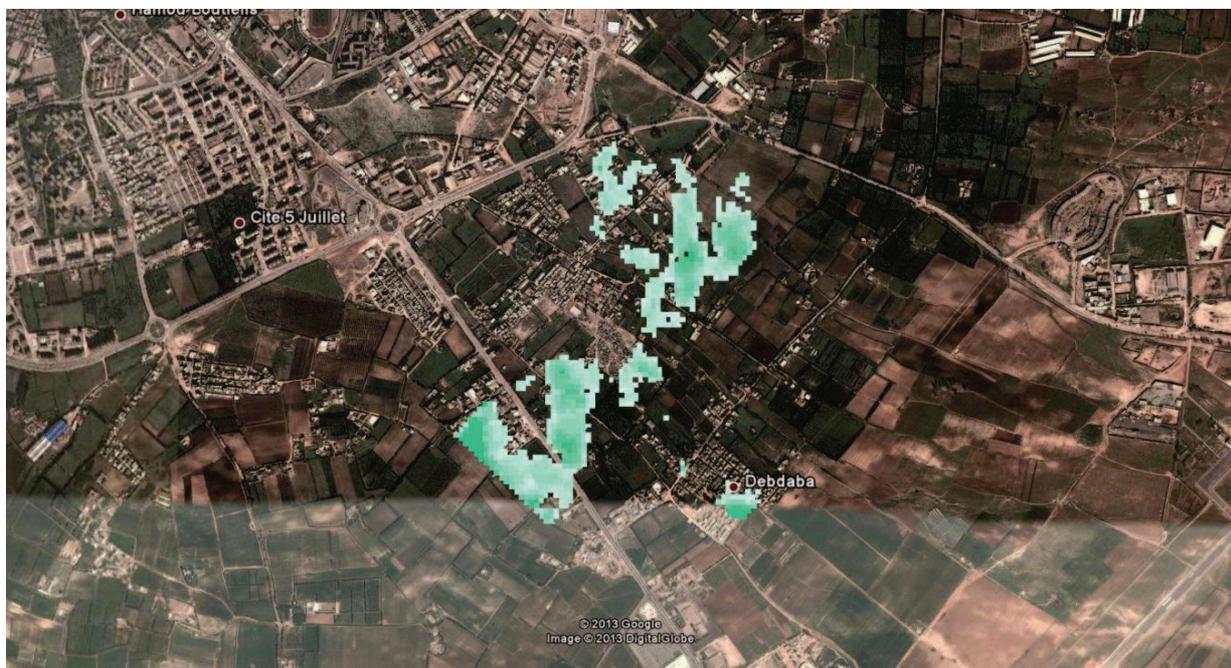


FIGURE IV.24 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth

✚ Pour une période de retour 25ans

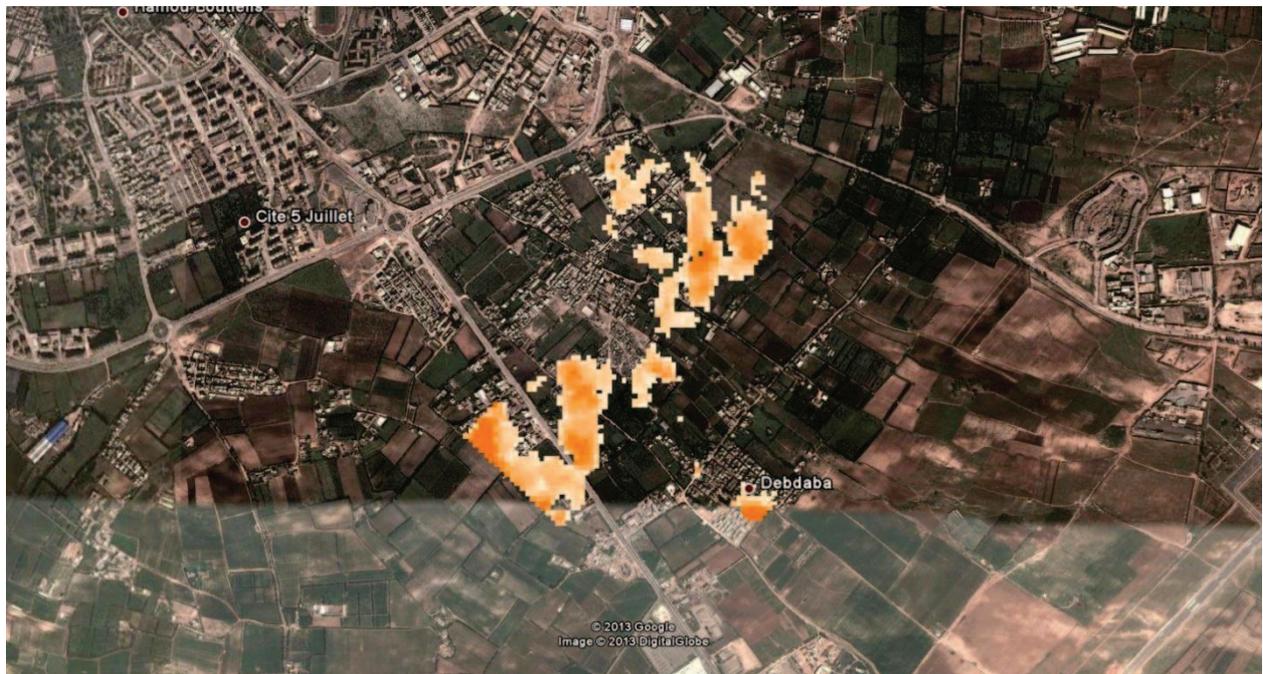


FIGURE IV.25 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth

✚ Pour une période de retour 50ans

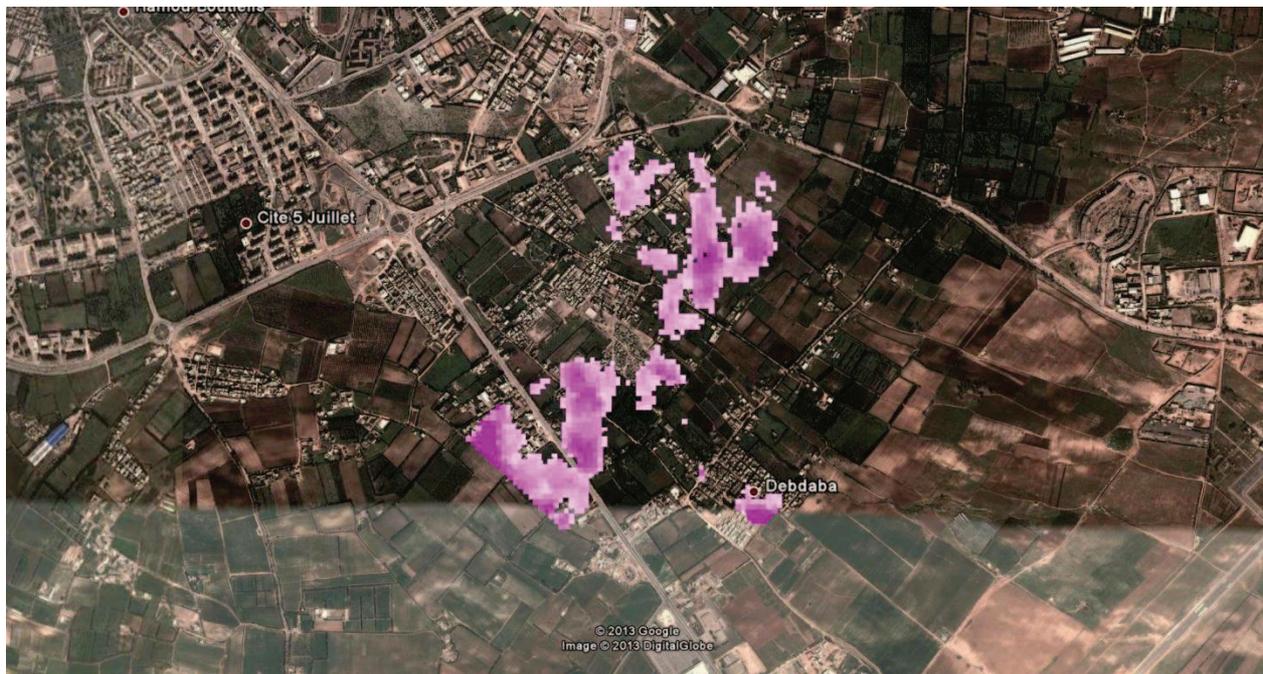


FIGURE IV.26 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth

✚ Pour une période de retour 100ans

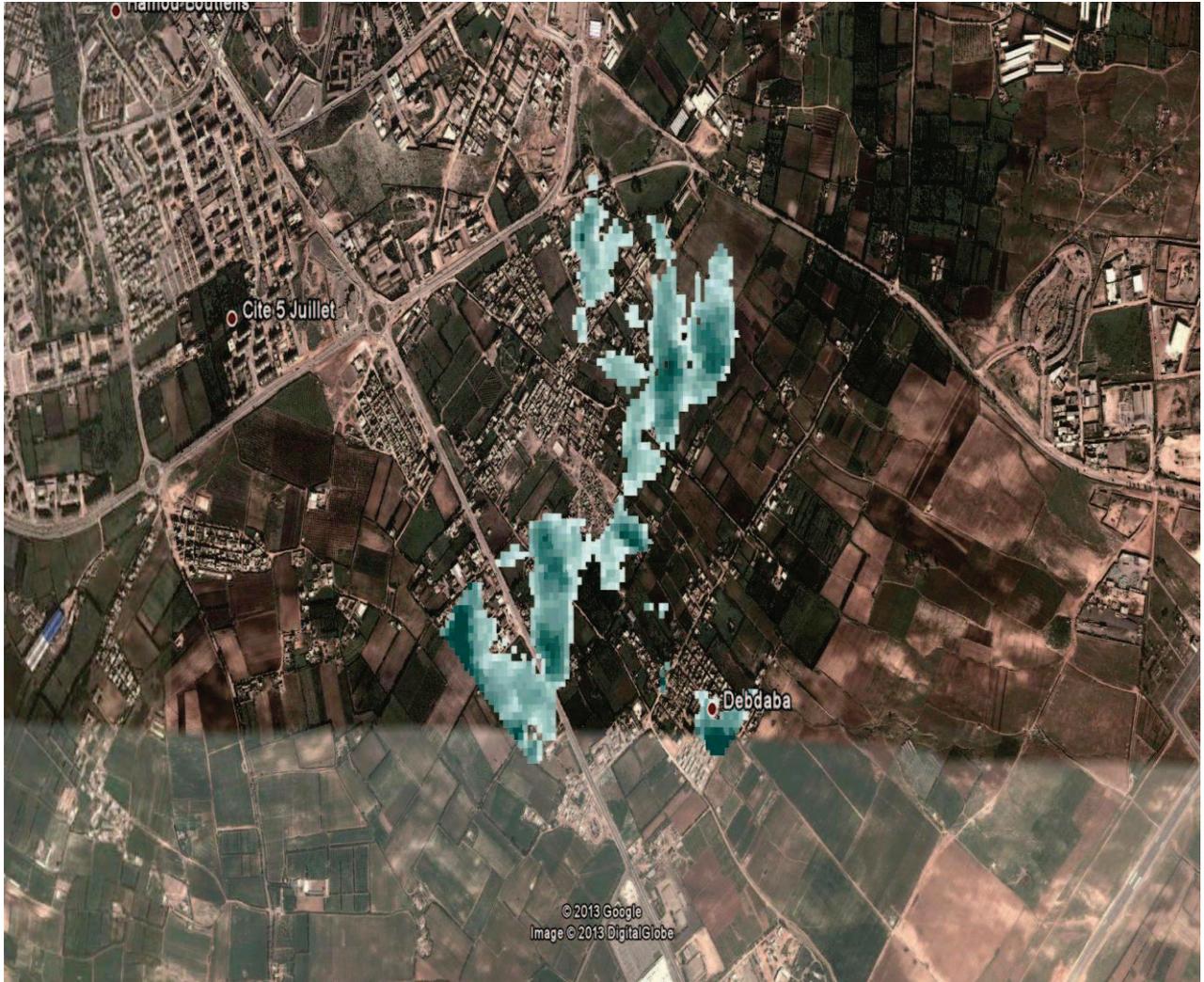


FIGURE IV.27 : Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth

CONCLUSION :

Cette étude hydraulique a mis en évidence les zones les plus exposées aux inondations grâce à la carte d'inondation, à partir de cette carte en a été élaboré un plan de prévention et de détecter les zones à risque majeur ainsi élaborer des règlements de construction.

La simulation en régime permanent nous a donné le comportement de notre réseau, et les détails très importants tels que la **hauteur d'eau**, le **types d'écoulement**, la **vitesse** de ruissellement...etc. ces informations sont assez suffisantes pour proposer des aménagements et solutions à ce problème.

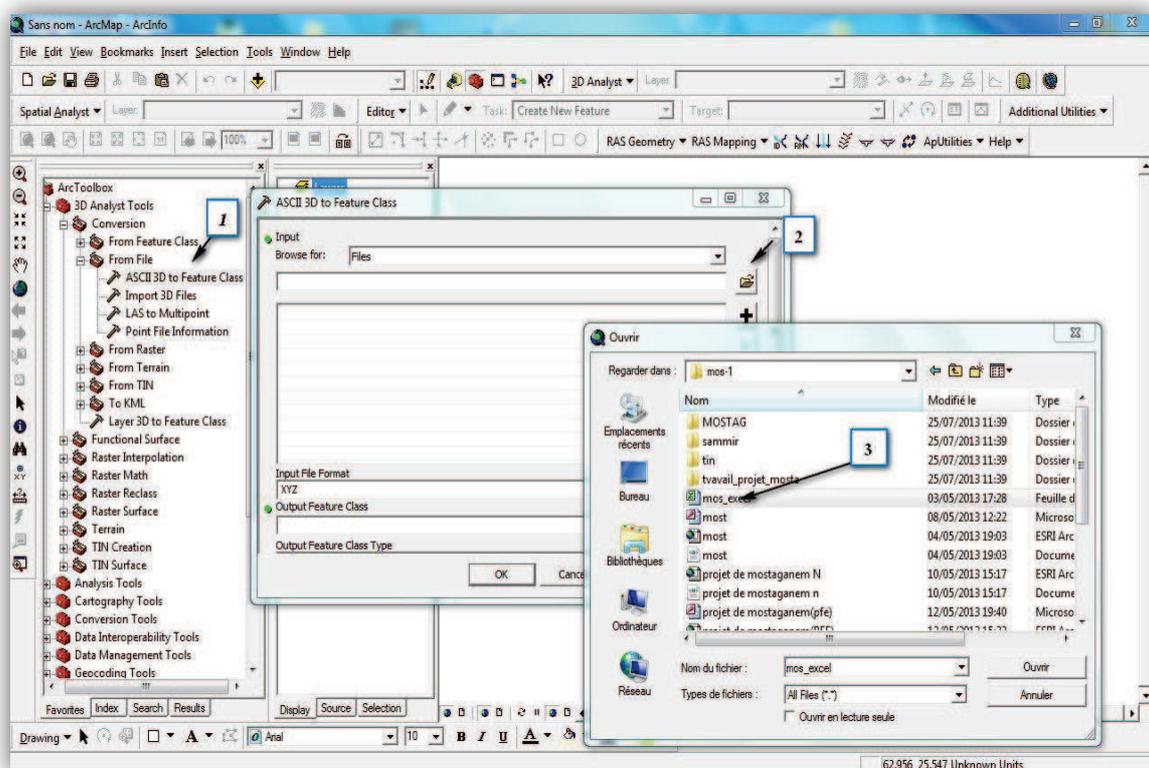
ETAPES DE LA MODELISATION AVEC ARC-GIS ET HEC-RAS

1. CREATION DES DONNEES SOUS ArcGis :

Après le lancement d'ArcGis la première étape consiste en la création du MNT (Modèle numérique de terrain) avec un MNT brut sous forme XYZ

A. Pour génère MNT TIN :(Triangular Irregular Network):

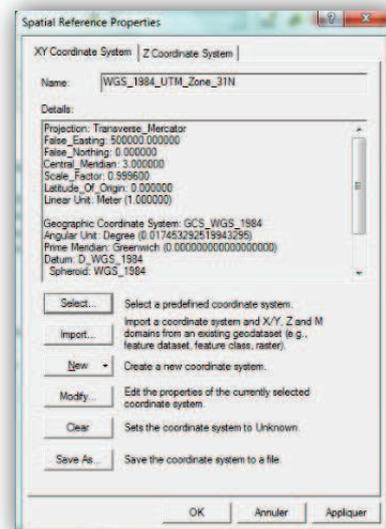
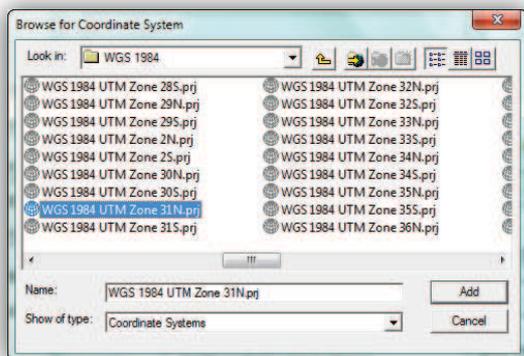
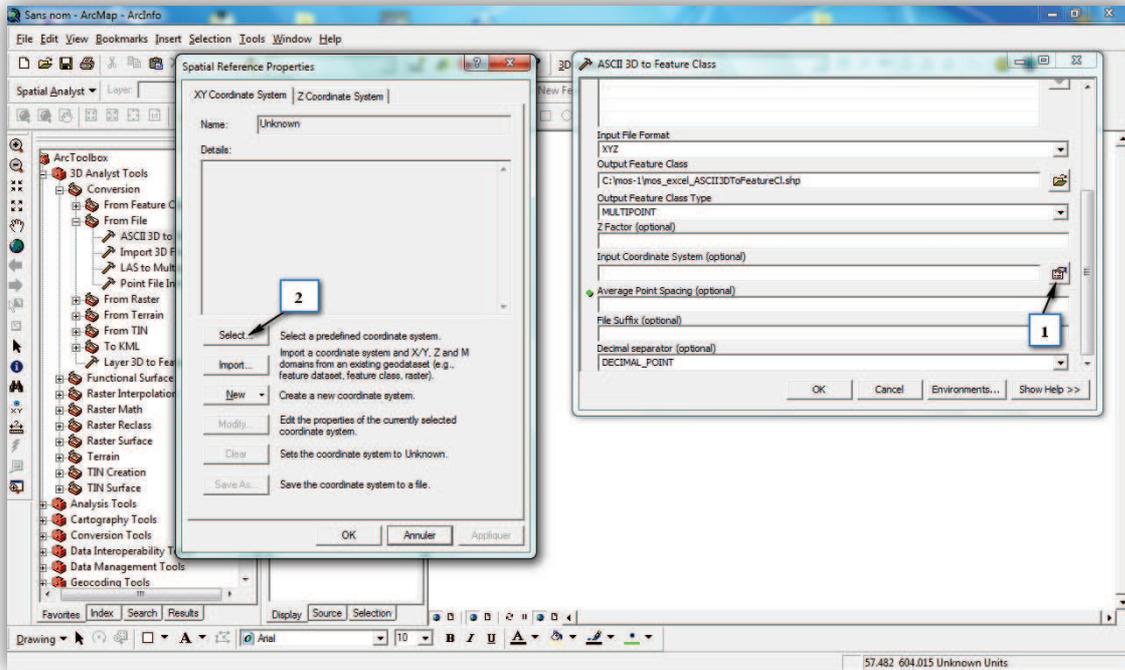
Arc Toolbox→ 3D Analyst Tools→ Conversion →From Feature classe→Feature Classe Z to ASCII

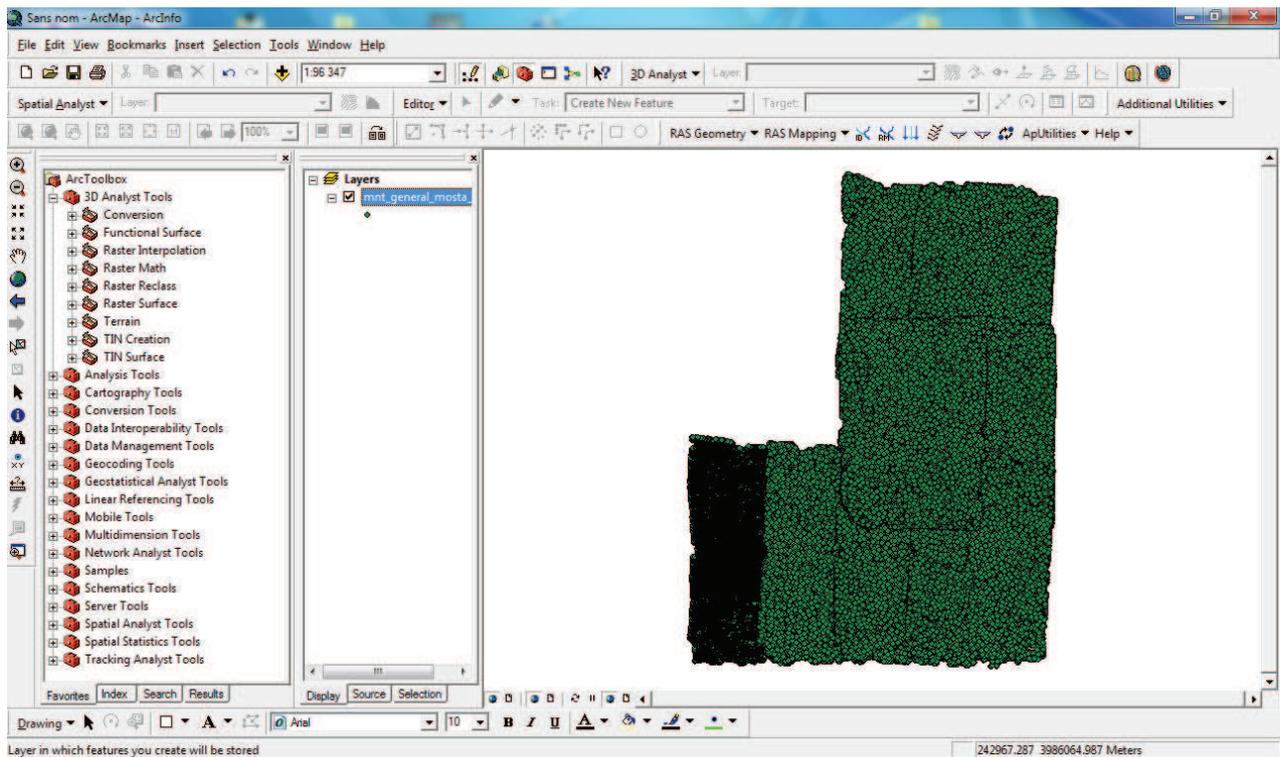


Importer le MNT brut sous forme XYZ (format Exel)

Pour référencé le MNT dans ces coordonnées

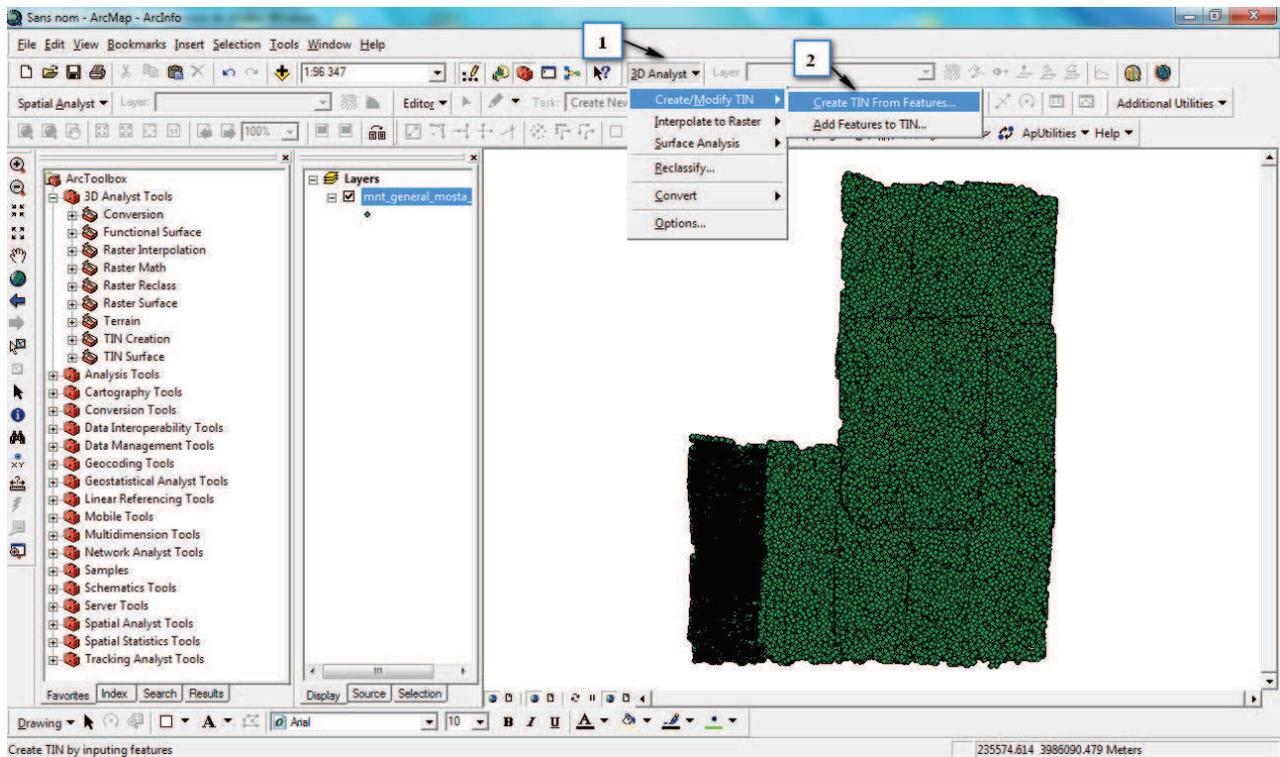
1→Input coordonate system (potional)→2 select →Projected coordinate systems→UTM→WGS 1984→WGS1984→WGS1984 UTM zone 31N.prj





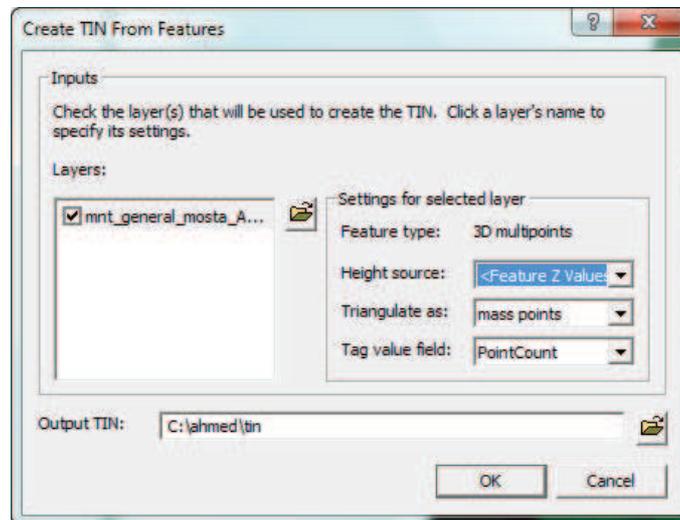
Pour convertir le MNT en MNT TIN :

3D Analyst → Create / Modify TIN → Create TIN From Features

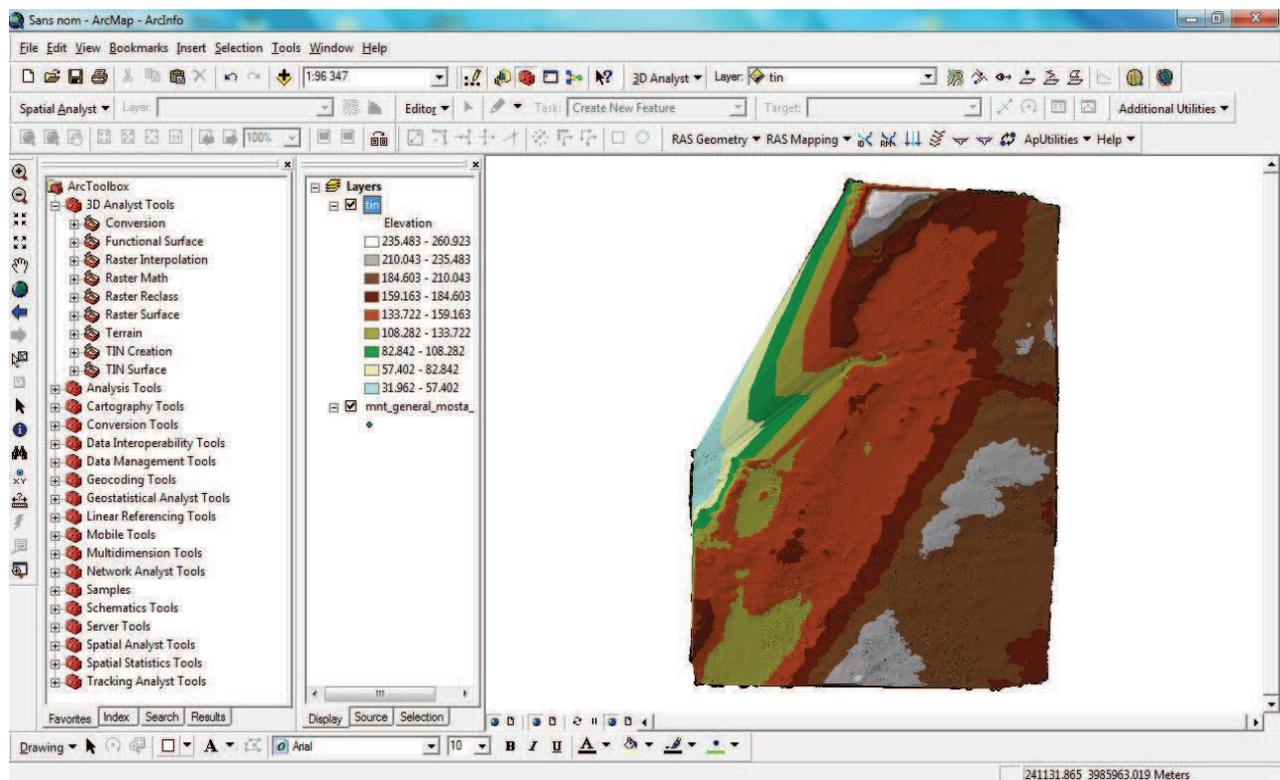


Coché la case **Layers** pour sélectionner le MNT

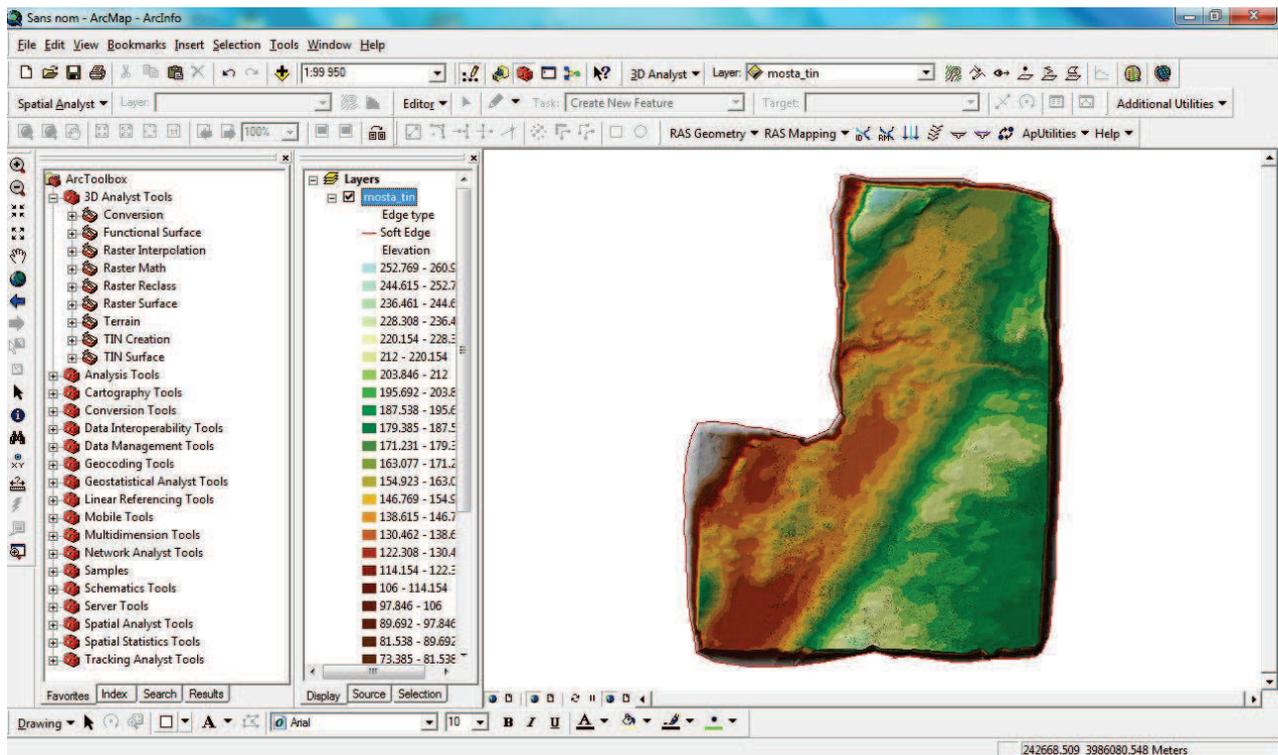
Output Tin pour choisir l'endroit où on veut enregistrer le MNT TIN



Le résultat qu'on obtient après la conversion :



Après traitement du MNT TIN on obtient le résultat suivant :



✚ CREATION DU DOCUMENT DE TRAVAIL :

Pour commencer, sauvegarder le document ArcMap en cliquant sur 'File', 'Save As' et le nommer.

✚ CREATION DES COUCHES A EXPORTER SOUS HEC-RAS :

Le module **HEC-GeoRAS** se charge de créer automatiquement les couches dont nous aurons besoin. Nous n'aurons donc qu'à appuyer sur un bouton au lieu de créer chacune des couches une par une et d'en organiser les champs attributaires.

Pour créer ces couches :

RAS Geometry → **Create RAS Layers** → **All** dans la barre d'outils **HEC-GeoRAS**.





La Boite de dialogue qui s'affiche énumère toutes les couches qui vont être créés et que nous pouvons exporter vers **HEC-RAS** en indiquant ce qu'elles représentent.

NUMERISATION :

Nous allons donc commencer à numériser des objets dans les couches nouvellement créés et à remplir leur tables attributaires. Nous verrons au fur et à mesure que le module **HEC-GeoRAS** nous simplifie beaucoup la tâche.

1. CREATION DE L'ÉCOULEMENT CENTRAL :

Il faut tout d'abord créer les lignes représentant le centre de l'écoulement des tronçons.

Il est important de bien numériser une ligne pour chaque tronçon et non pas par cours d'eau.

Dans le cas présent, nous devons numériser sept tronçons. Chacun des tronçons doit aussi être relié au suivant et ce de manière géométrique et non pas visuelle. Nous pouvons en effet voir deux tronçons reliés mais on aperçoit en zoomant qu'en réalité ils ne le sont pas. Nous allons voir comment relier correctement des objets géographiques avec les options de '**Snapping**' dans **ArcGIS**.

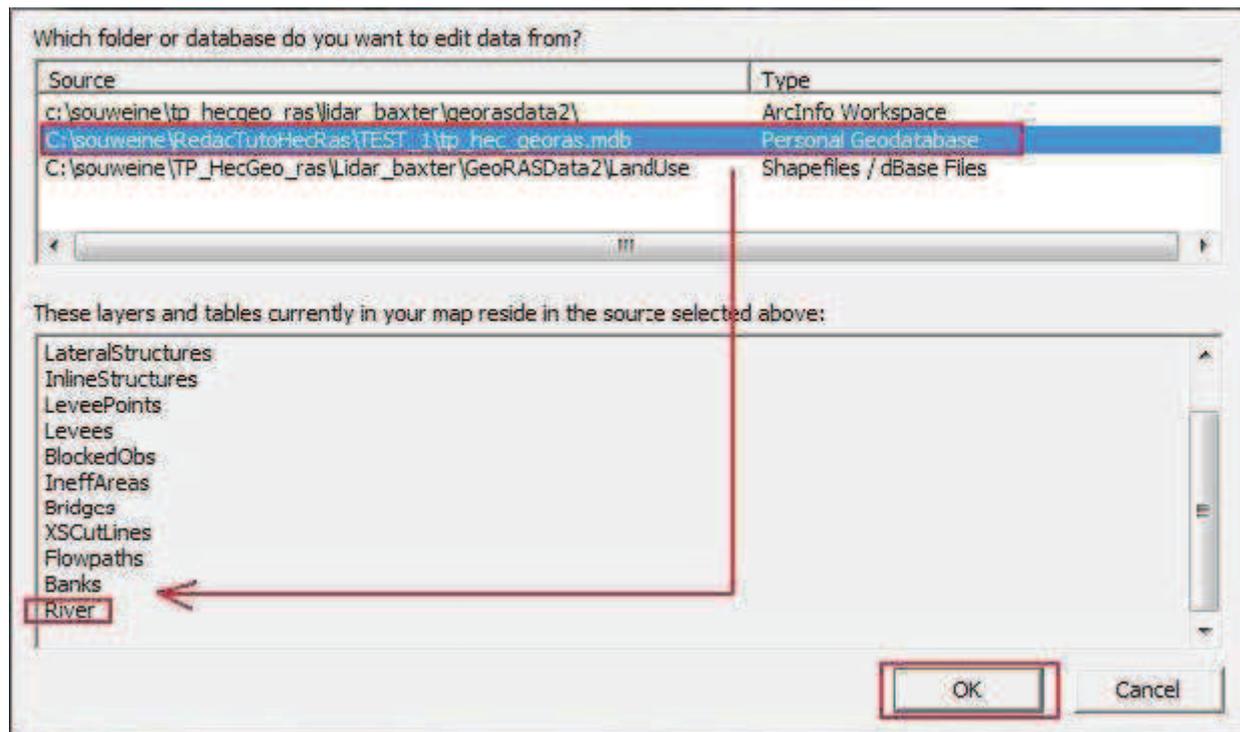
Il faut aussi retenir une règle primordiale de la numérisation avec **HEC-GeoRAS** : La numérisation se fait toujours de **l'amont vers l'aval** et de **gauche à droite** (quand on regarde vers l'aval).

Pour commencer à numériser les objets, il faut démarrer une session d'édition en cliquant sur

‘*Editor*’, ‘*Start Editing*’ puis s’assurer que la couche ‘*River*’ soit bien sélectionnée dans le menu ‘*Target*’ de la barre d’outils ‘*Editor*’ comme le montre l’image suivante.



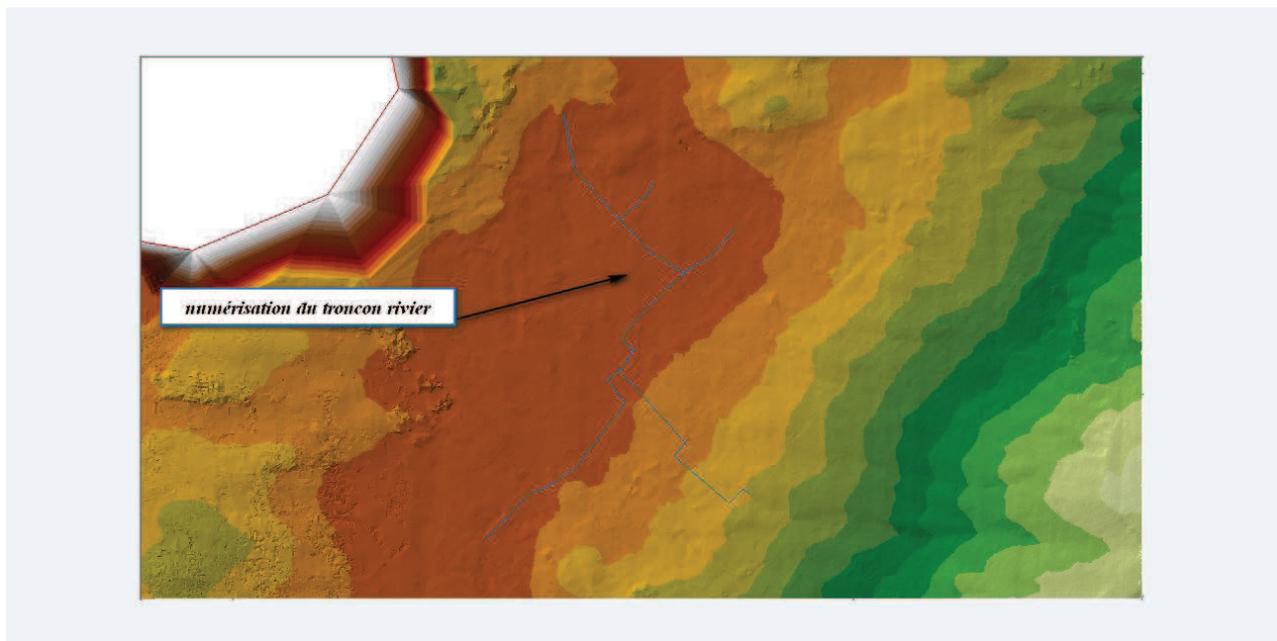
Si une boîte de dialogue s’affiche quand vous sélectionnez ‘*Start Editing*’ naviguez dans les chemins d’accès proposés et sélectionnez celui qui contient la couche désirée.



La couche sélectionnée dans le menu déroulant ‘*Target*’ représente la couche à modifier.

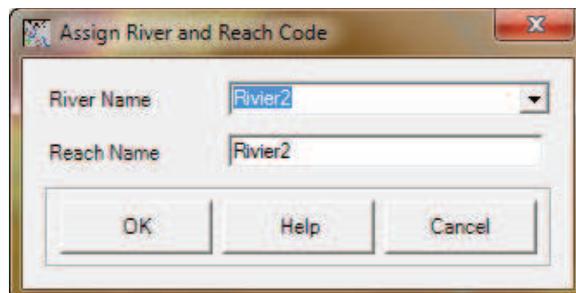
Pour répondre aux contraintes d’accrochages que nous avons précédemment évoqués, il faut modifier l’environnement d’édition. Dans la barre d’outils ‘*Editor*’ cliquez sur ‘*Snapping*’ et dans la boîte de dialogue cochez ‘*Vertex*’ en face de la couche ‘*River*’ Cela aura pour effet d’accrocher votre pointeur de souris aux points composant un tronçon de la couche ‘*River*’ quand vous passerez suffisamment près de l’un d’eux. Nous pourrons ainsi relier des tronçons entre eux de manière précise et géométriquement correcte. Une fois tous ces paramètres réglés, vous pouvez enfin commencer la numérisation des tronçons. Sélectionnez l’outil de création dans la barre d’outils d’édition  et numérise.

Une fois que vous êtes satisfait du résultat, cliquez sur ‘*Editor*’, ‘*Save Edit*’ pour le sauvegarder

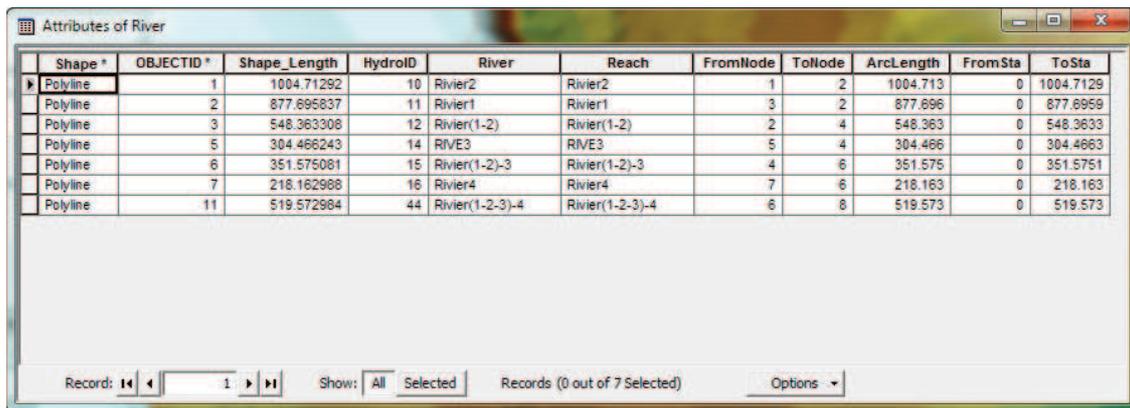


Une fois fini, sauvegardez une dernière fois vos éditions (**Editor**, **Save Edit**), décochez la case **Vertex** dans les options de **snapping** puis quittez la session d'édition en appuyant sur **Editor**, **Stop Editing**.

Les tronçons étant maintenant créés, il faut remplir leurs tables attributaires en commençant par leur donner un nom qui permette à **HEC-RAS** de les identifier et de les placer dans le bon ordre d'écoulement. Dans **HEC-GeoRAS**, appuyez sur le bouton **Assign river code and reach code to river**  puis à l'aide du pointeur qui s'affiche cliquez sur le tronçon **baxter_amont**. Dans la boîte de dialogue qui s'affiche entrez **baxter** dans **River name** et **Amont** dans **Reach name**



Si vous ouvrez la table attributaire de la couche **River** (**Clique droit** dessus puis **Open Attribute Table**) vous vous apercevrez que les noms ont été automatiquement inscrits dans la table.

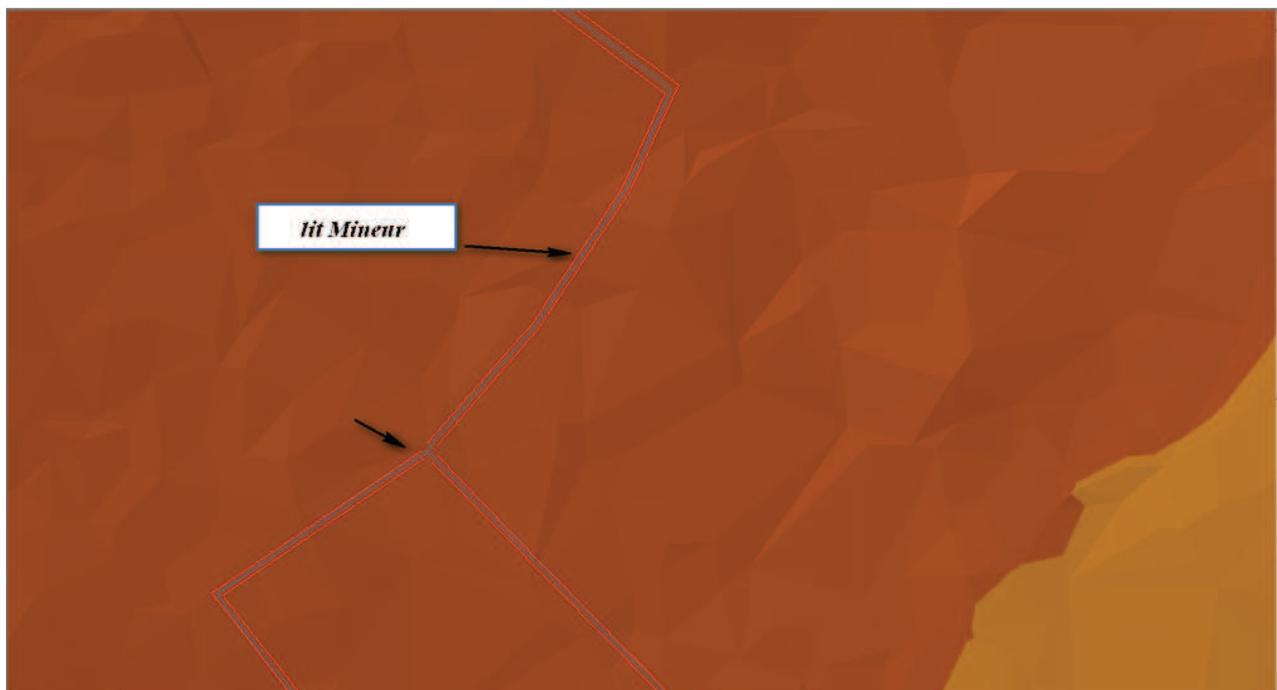


Shape *	OBJECTID *	Shape_Length	HydroID	River	Reach	FromNode	ToNode	ArcLength	FromSta	ToSta
Polyline	1	1004.71292	10	Rivier2	Rivier2	1	2	1004.713	0	1004.7129
Polyline	2	877.695837	11	Rivier1	Rivier1	3	2	877.696	0	877.6959
Polyline	3	548.363308	12	Rivier(1-2)	Rivier(1-2)	2	4	548.363	0	548.3633
Polyline	5	304.466243	14	RIVE3	RIVE3	5	4	304.466	0	304.4663
Polyline	6	351.575081	15	Rivier(1-2)-3	Rivier(1-2)-3	4	6	351.575	0	351.5751
Polyline	7	218.162988	16	Rivier4	Rivier4	7	6	218.163	0	218.163
Polyline	11	519.572984	44	Rivier(1-2-3)-4	Rivier(1-2-3)-4	6	8	519.573	0	519.573

Les outils pour remplir automatiquement ces champs se trouvent dans **HEC-GeoRAS** sous '*RAS Geometry*', '*Stream centerlines attributes*'. Utilisez successivement les outils '*Topology*', '*Length/Stations*' et '*Elevations*' pour remplir la table. (Notez que le dernier outil '*Elevations*' ne remplit pas la table attributaire mais crée une nouvelle couche nommée '**River3D**').

2. CREATION DU LIT MINEUR : RIVER BANKS

La numérisation du lit mineur est moins contraignante que celle de l'écoulement central car il n'y a pas besoin de relier les objets entre eux comme le montre le schéma ci-dessous.



Néanmoins il faut toujours numériser les segments de l'amont vers l'aval et commencer en premier par celui de gauche (en regardant vers l'aval).

Ouvrez une session d'édition ('*Editor*', '*Start Editing*') et vérifiez que '*Banks*' soit bien la couche cible comme ci-dessous.

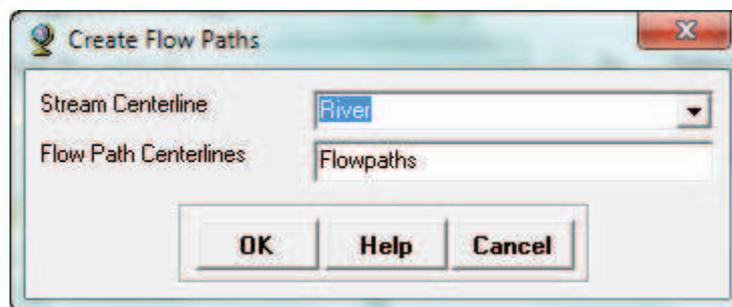


Nous allons ensuite numériser les tronçons du lit mineur pour chacun des sept tronçons.

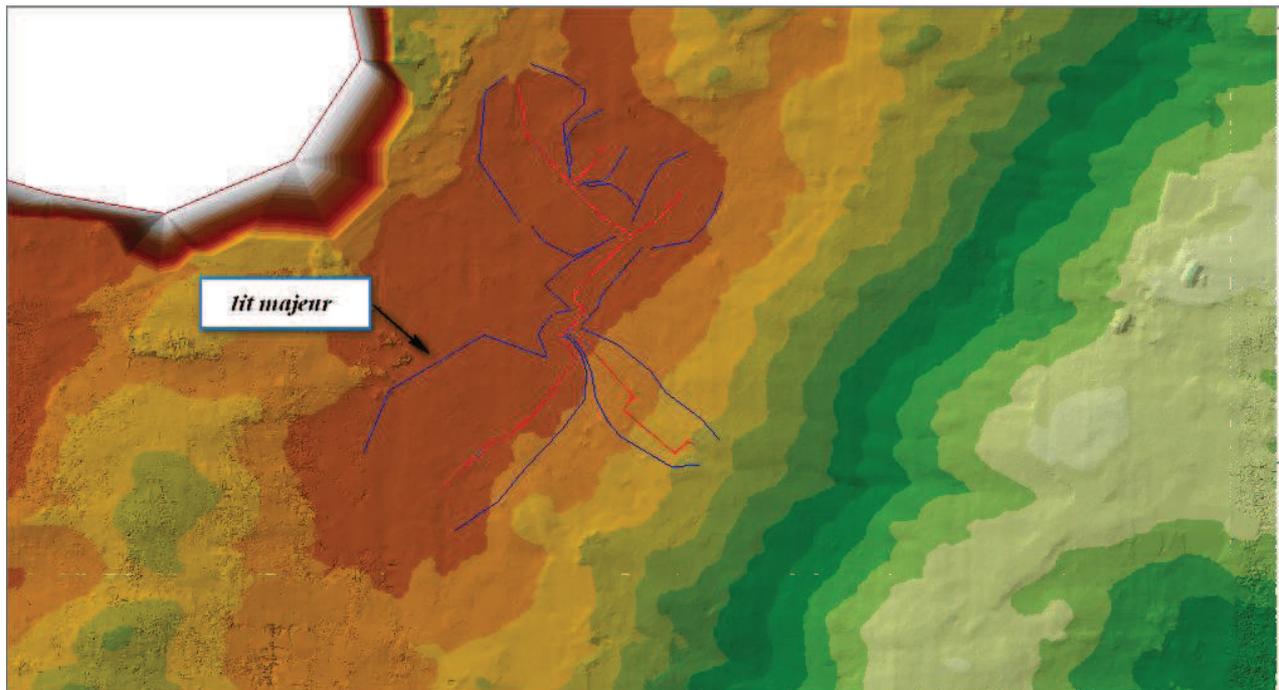
Une fois l'édition terminée, sauvegardez une dernière fois et fermez la session d'édition ('*Editor*', '*Stop Editing*'). Pensez aussi à sauvegarder votre document **ArcMap** de temps en temps ('*File*', '*Save*').

3. CREATION DU LIT MAJEUR : FLOWPATHS

Les flowpaths sont composés de trois segments par tronçons. Celui de l'écoulement central plus les deux segments du lit mineur. Nous allons utiliser nos tronçons d'écoulement central pour le flowpath central nommé '*Channel*' par HEC-geoRAS. Dans '*RAS Geometry*' cliquez sur '*Create RAS layer*' puis '*Flow Path Centerlines*'. Dans la boîte de dialogue qui s'ouvre choisissez '*Oui*' puis confirmez '*River*' pour '*Stream centerline*' et '*Flowpaths*' pour '*flow path centerline*'



Il faut maintenant numériser les flowpaths de gauche et de droite, toujours en respectant toutes les contraintes d'intégrité à part le snapping puisque, comme pour les tronçons du lit mineur, les tronçons de flowpaths n'ont pas besoins d'être reliés entre eux.



Sauvegardez ensuite vos éditions et quittez la session d'édition.

Il faut ensuite indiquer, pour chaque objet 'Flowpaths', à HEC-GeoRAS de quelle partie il s'agit (**Centrale, gauche ou droite**). Pour cela cliquez sur le bouton '*Select flowpaths and assign line type attributes*'  et cliquez sur chaque flowpah en indiquant dans la boîte de dialogue sa nature (n'oubliez pas le flowpath central que vous n'avez pas eu à numériser puisque nous avons récupéré le tracé de l'écoulement central).

Vérifiez ensuite que tous les flowpaths aient une assignation en ouvrant la table attributaire.

('Clique droit' sur la couche dans la table des matières puis '*Open Attribute Table*')

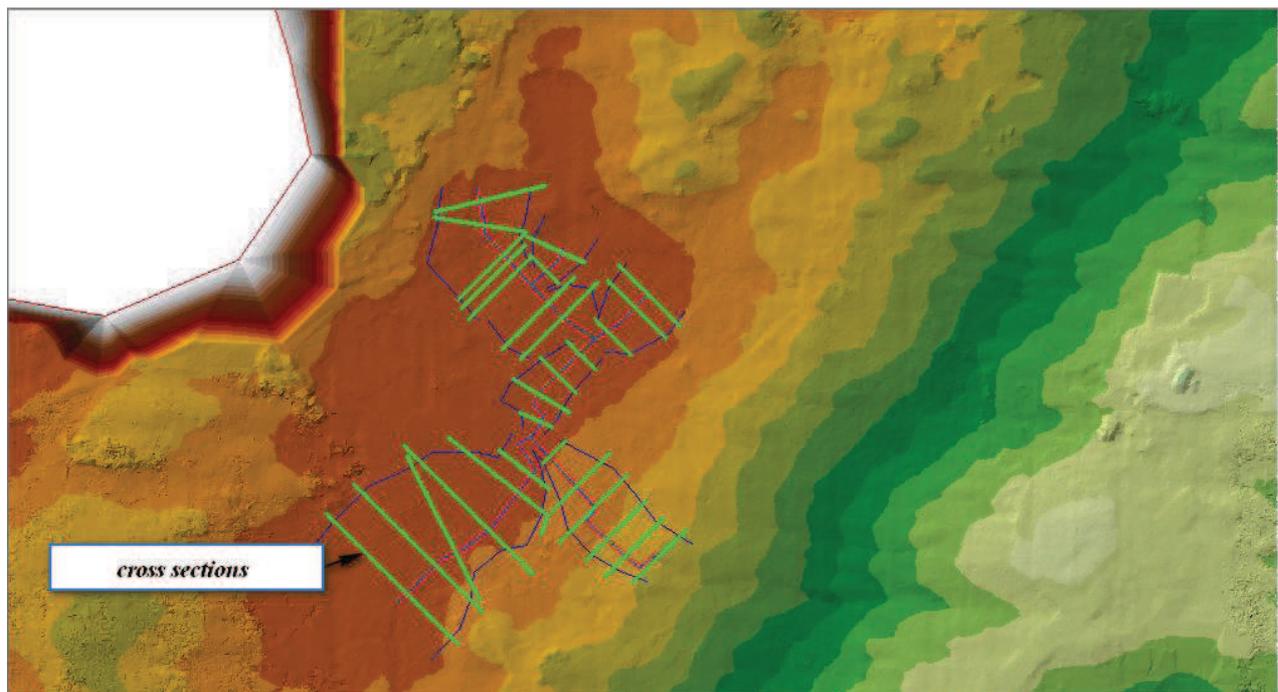
Shape*	OBJECTID*	Shape_Length	LineType
Polyline	57	997.095536	Channel
Polyline	58	878.168616	Channel
Polyline	59	549.771689	Channel
Polyline	60	308.717489	Channel
Polyline	61	350.435859	Channel
Polyline	62	216.303621	Channel
Polyline	63	486.320218	Channel
Polyline	64	1105.448641	Left
Polyline	65	1096.333616	Right
Polyline	66	742.850925	Left
Polyline	67	716.745266	Right
Polyline	68	551.527853	Left
Polyline	69	397.004421	Right
Polyline	72	245.865522	Left
Polyline	73	281.097274	Right
Polyline	75	299.799935	Left
Polyline	76	233.824408	Right
Polyline	77	643.784602	Left
Polyline	78	362.405138	Right
Polyline	79	397.294055	Left
Polyline	80	280.296736	Right

4. CREATION DES CROSS SECTIONS :

HEC-GeoRAS stock les cross sections dans la couche '**XSCutLines**'. Vous pouvez en numériser autant que vous le désirez mais plus celles-ci seront rapprochées, plus l'analyse d'**HEC-RAS** sera pertinente ainsi que le rendu final sous **ArcGIS**. Vous devez aussi respecter scrupuleusement les contraintes d'intégrité suivantes : Les cross sections doivent être perpendiculaires à la direction de l'écoulement, elles doivent être plus larges que l'étendue de l'inondation (à savoir plus larges que les flowpaths), toujours digitalisées de la gauche vers la droite (en regardant vers l'aval) et à un intervalle le plus régulier possible. Enfin, nous ne le verrons pas dans cet exercice mais si des obstacles à l'écoulement sont numérisés, il faut placer une cross section juste en amont et une autre juste en aval. Commencez donc une édition, vérifiez que la cible de cette édition est bien la couche '**XSCutLines**' et éditez vos cross sections puis sauvegardez votre travail.

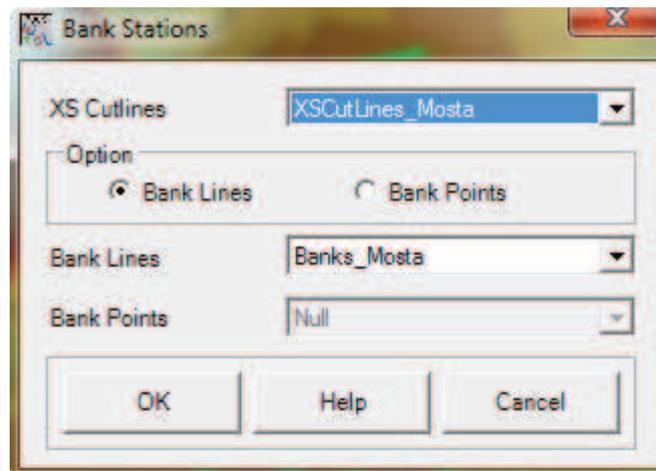


Voici le résultat



Comme nous l'avons fait pour l'écoulement central, nous allons nous servir des outils d'**HEC-GeoRAS** pour remplir les champs attributaires des cross sections. Toujours dans '**RAS Geometry**' sélectionnez '**XSCutLines Attributes**' puis :

- '**River reach name**' pour localiser les cross sections sur les tronçons.
- '**Stationning**' pour assigner des numéros de stations.
- '**Bank stations**' puis confirmez l'utilisation de la couche '**XSCutLines**' pour '**XS Cut Lines**' et de la couche '**Banks**' pour '**Bank lines**'



- '*Downstream reach lengths*' pour calculer la distance entre une cross section en amont et celle a son aval.

Vous devez aussi créer une couche **3D** des cross sections comme nous l'avions fait avec la couche '**River3D**'. Toujours dans '**RAS Geometry**', '**XSCutLines Attributes**', sélectionnez '**Elevation**'. Confirmez l'utilisation de la couche '**XSCutLines**' pour '**XS Cut Lines**' et vérifiez que le terrain soit bien votre TIN. Cliquez sur '**Ok**' pour obtenir la couche '**XSCutLines3D**'.



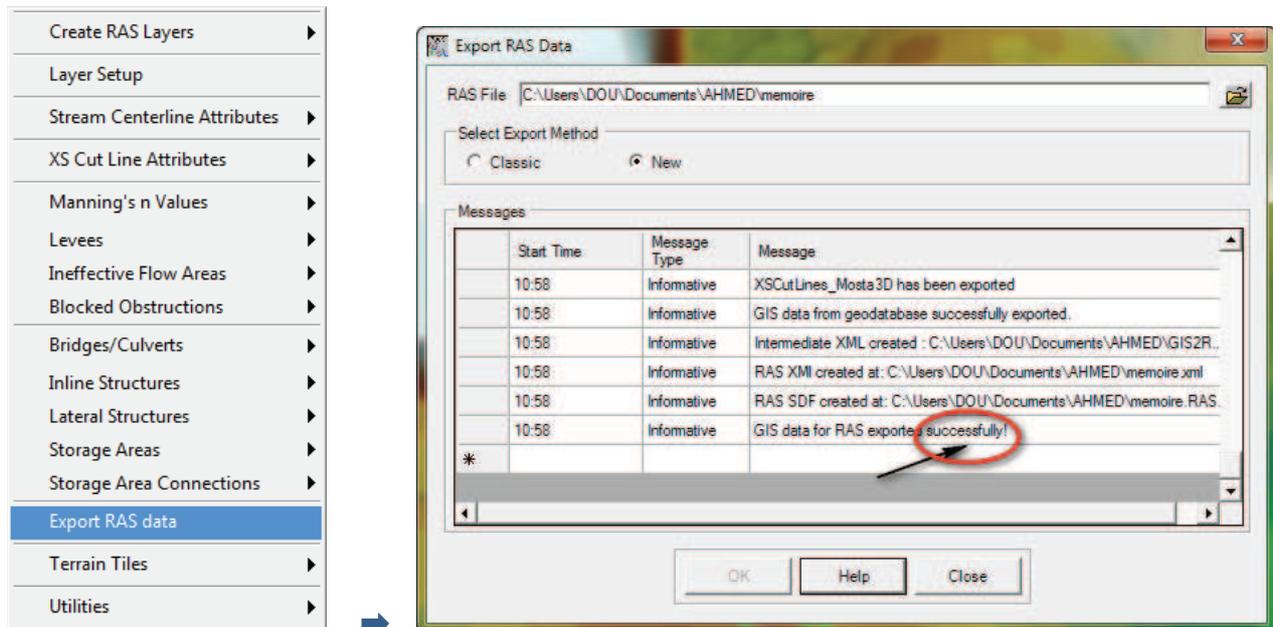
Nous en avons fini avec la création de données sous **ArcGIS** et il ne nous reste plus qu'à exporter celles-ci vers **Hec-RAS**.

5. Export des données vers HEC-RAS :

Avant de quitter **ArcGIS**, il faut exporter les données dans un format compréhensible pour **HEC-RAS**. Là encore, le module **HEC-GeoRAS** contient tous les outils nécessaires.

Pour exporter toutes ces données, cliquez sur '**RAS Geometry**', '**Extract GIS data**'.

Choisissez la location des données ainsi qu'un nom (dans notre cas '**ExpGIS_RAS**') puis cliquez sur '**Ok**'. L'opération peut être assez longue.



SIMULATION SOUS HEC-RAS

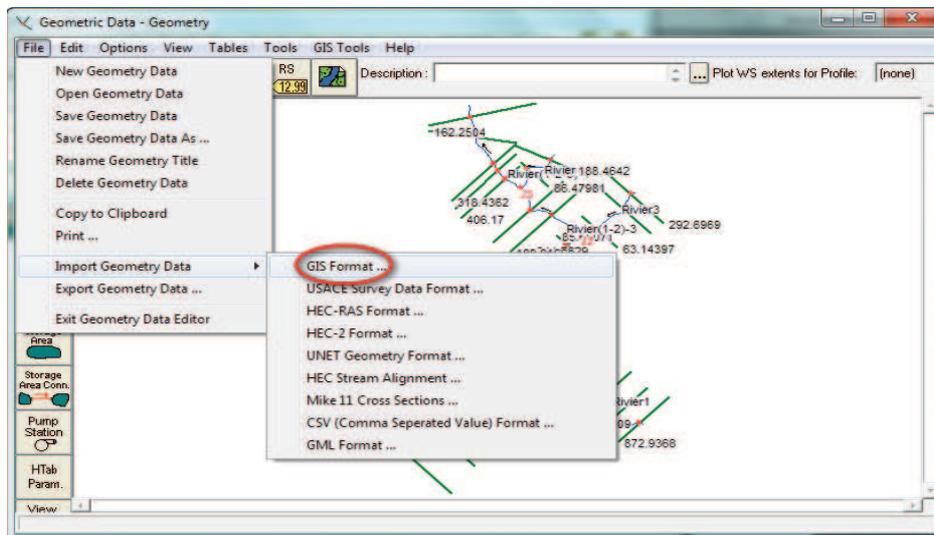
1. Importation des données SIG :

Nous allons maintenant importer les données **SIG** et les transformer en données géométriques **HEC-RAS**.

Lancez **HEC-RAS** puis sauvegardez un nouveau projet sous le nom de **Mosta**.

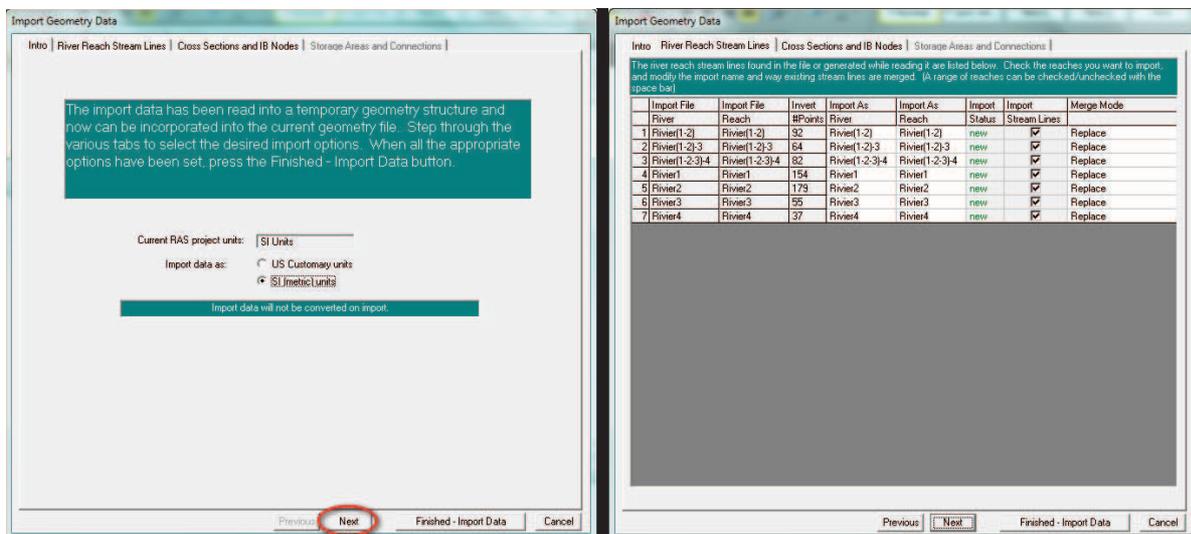
(*'File', 'Save project as'*)

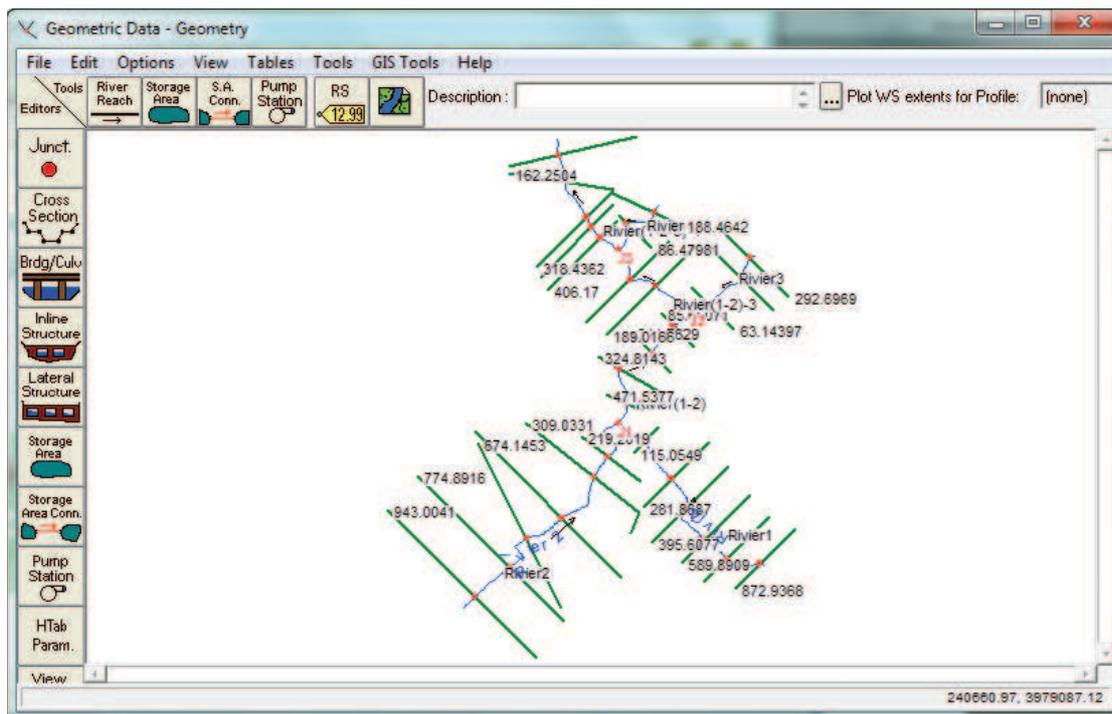
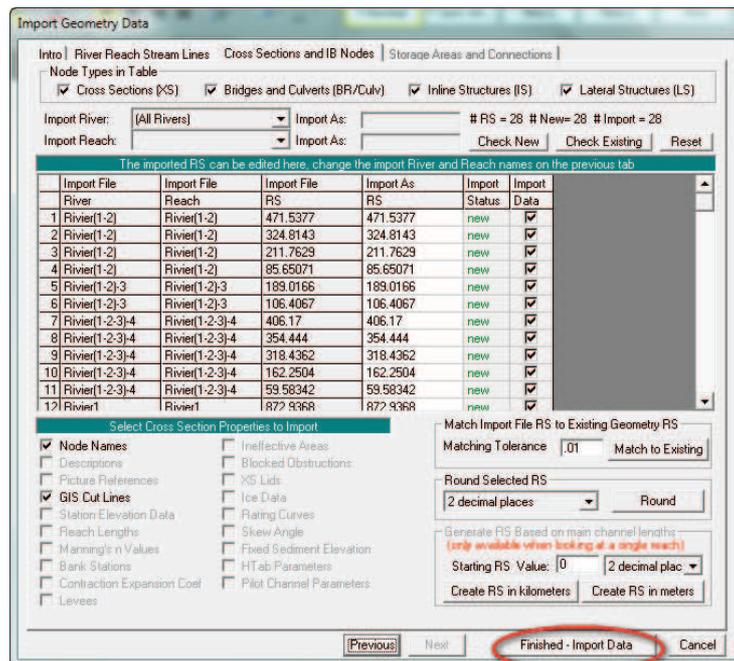
Ouvrez ensuite dans l'éditeur de données géométriques en cliquant sur 'Edit', '*Geometric Data*'.



Dans la nouvelle fenêtre cliquez sur ‘File’, ‘Import geometry data’, ‘GIS format’ et chargez le fichier ‘ExpGIS_RAS.RASImport.sdf’ que nous avons exporté d’ArcGIS. Dans la fenêtre qui s’ouvre choisissez ‘US Customary units’ et cliquez sur next.

Vérifiez que toutes les cases de la colonne ‘Import stream lines’ soient cochées comme ci-dessous et cliquez sur next.

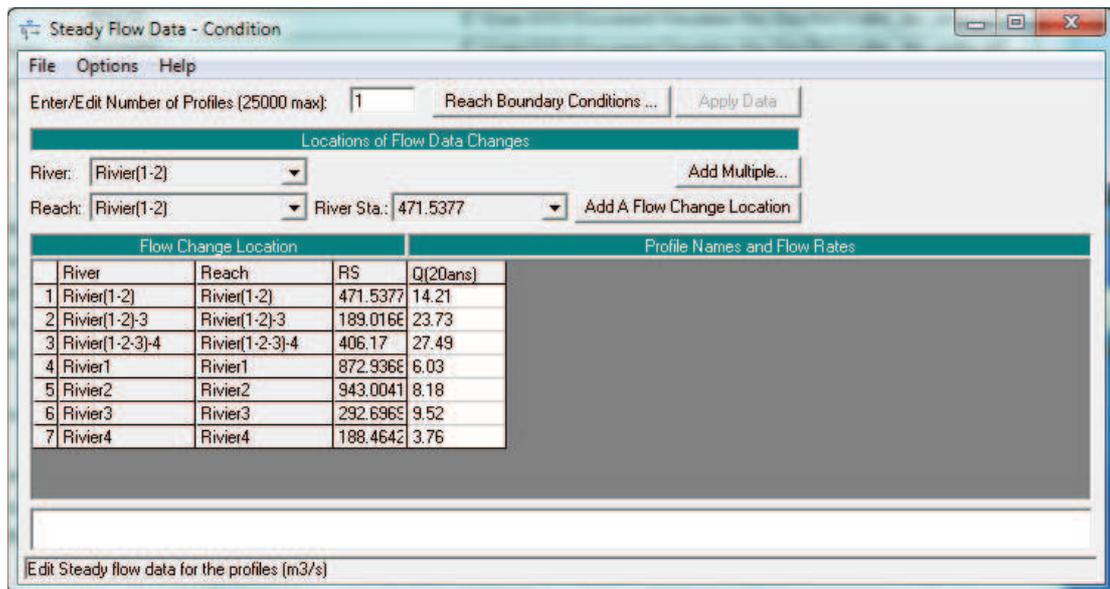




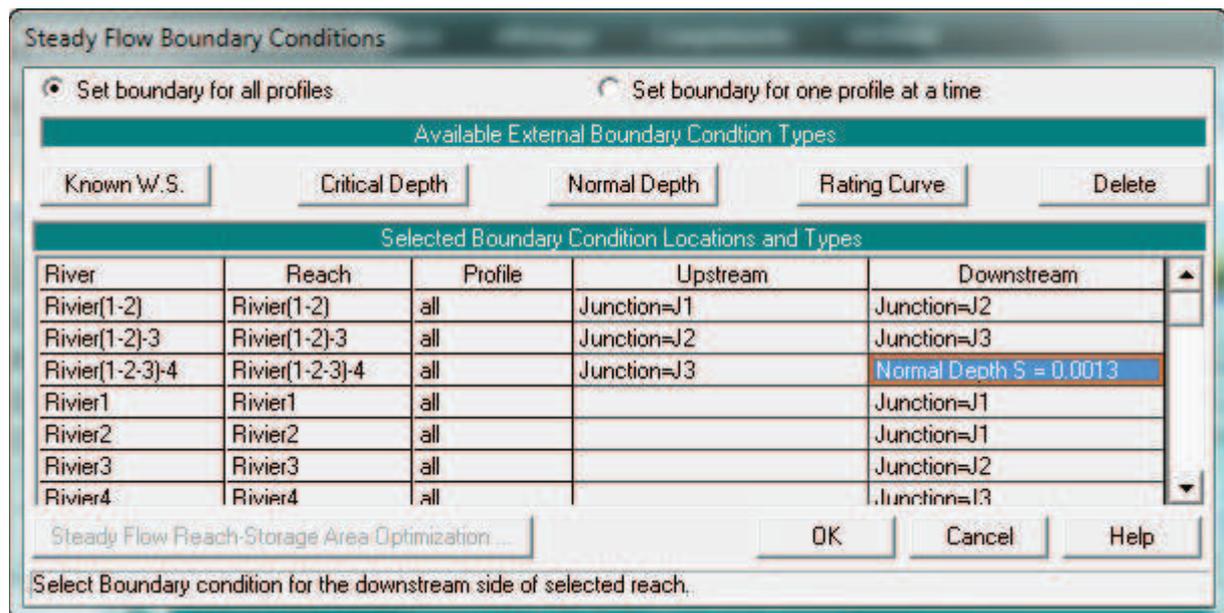
Nous pouvons maintenant utiliser vos données dans **Hec-RAS** sans avoir à passer par les étapes d'importation des données **SIG**.

2. Création des flow data et des boundary conditions :

Dans la fenêtre principale de **HEC-RAS** cliquez sur '*Edit*', '*Steady flow data*'. Entrez des conditions hypothétiques dans le profile et cliquez sur '*Apply data*'



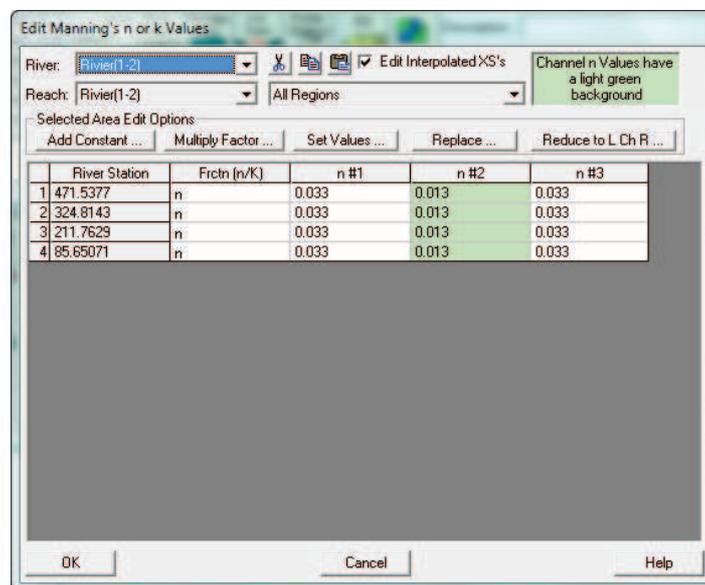
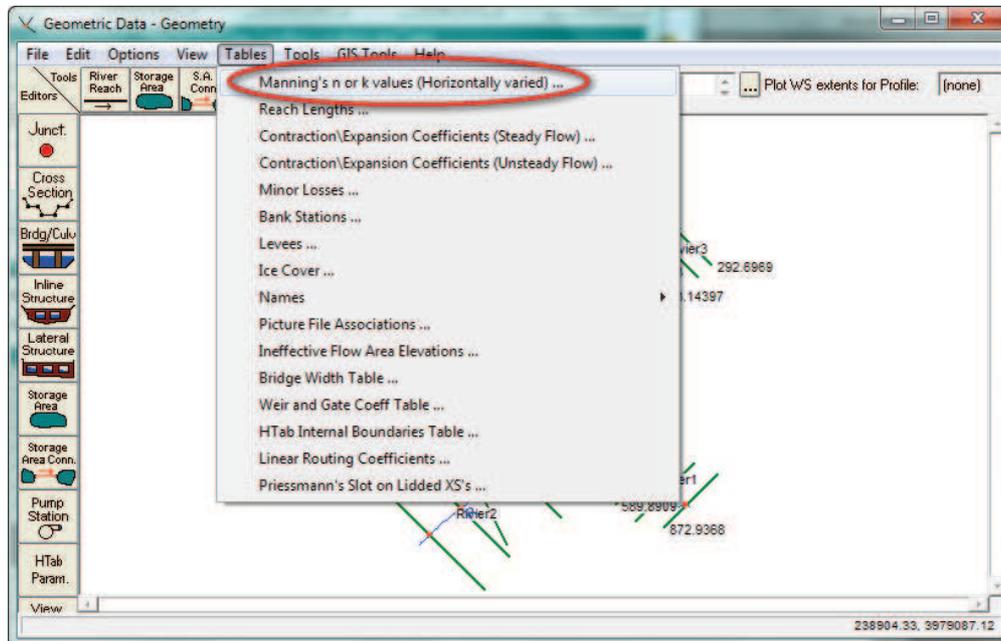
Cliquez sur '*Reach boundary conditions*' et dans la colonne '*Downstream*' cliquez sur '*Normal depth*' et entrez **0.0013** pour '*Rivier(1-2-3)-4*'.



Cliquez sur '**Ok**' et sauvegardez le **flow data**. (Dans la fenêtre '*Steady flow data*' sélectionnez '*File*', '*Save flow data*').

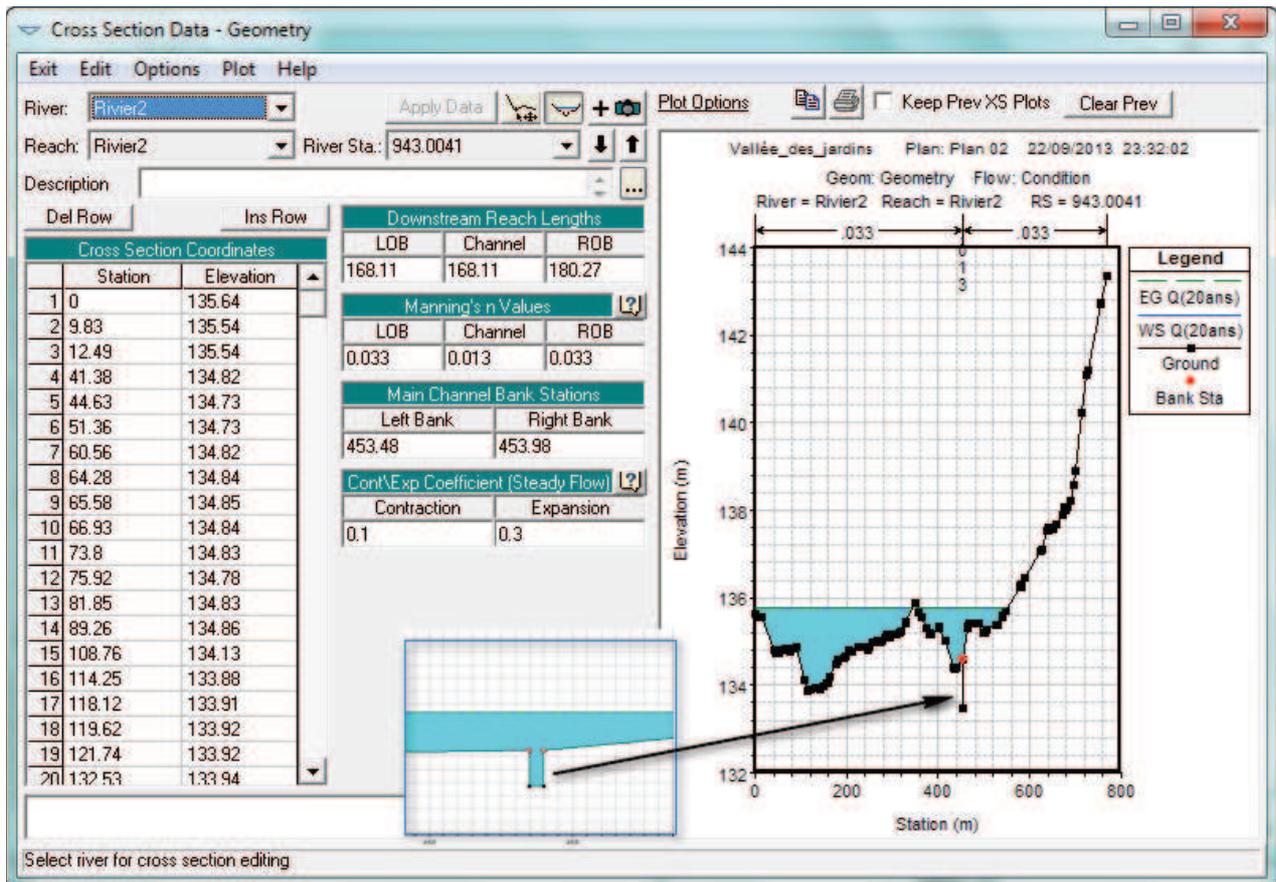
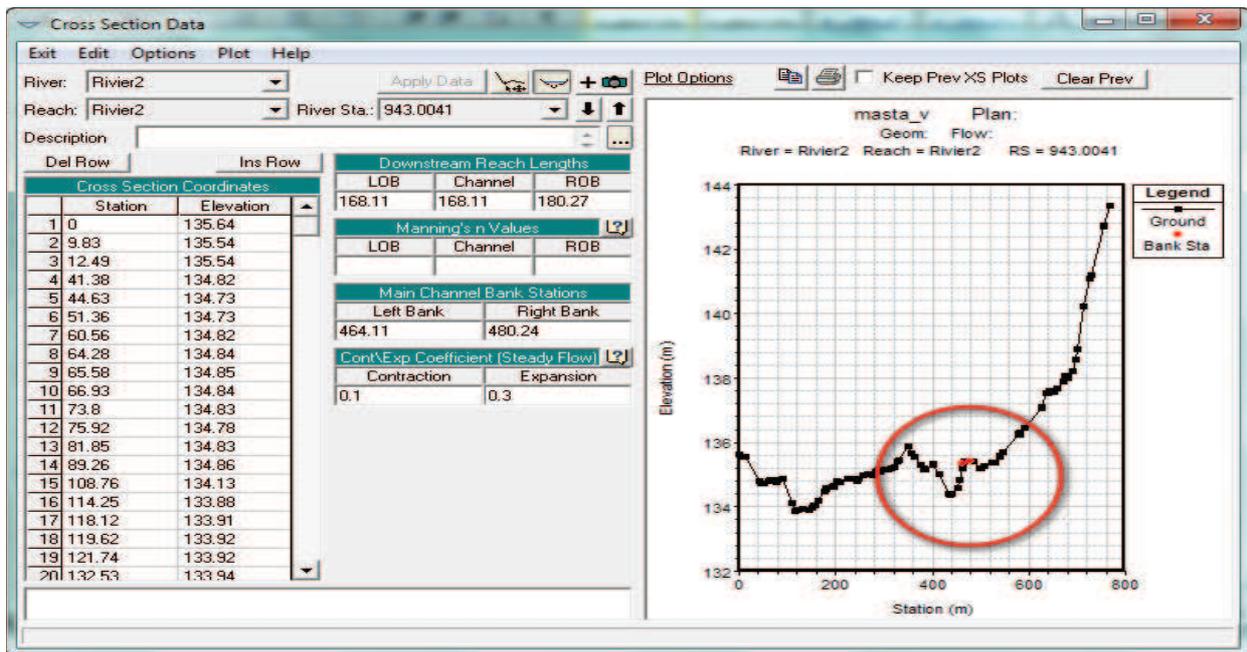
3. VALEURS DE MANNING :

Cette tâche consiste à rentrer les valeurs de Manning à chaque cross section. Pour cela, nous allons utiliser dans *Geometric Data*, 'Tables', 'Manning's n or k values (Horizontally varied).....'



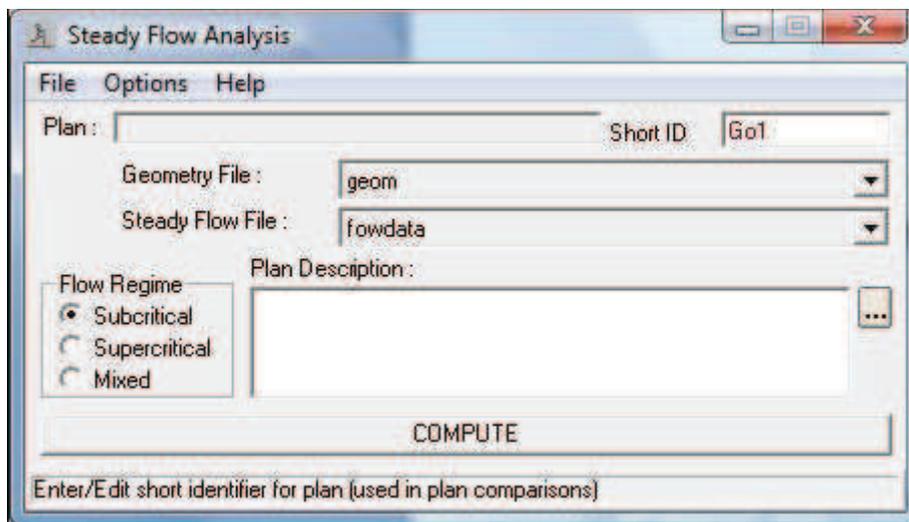
4. REDIMENSIONNEMENT DES CROSS SECTIONS

Dans la fenêtre principale de HEC-RAS cliquez sur **Cross sections** pour éditer les sections transversales de chaque tronçon .



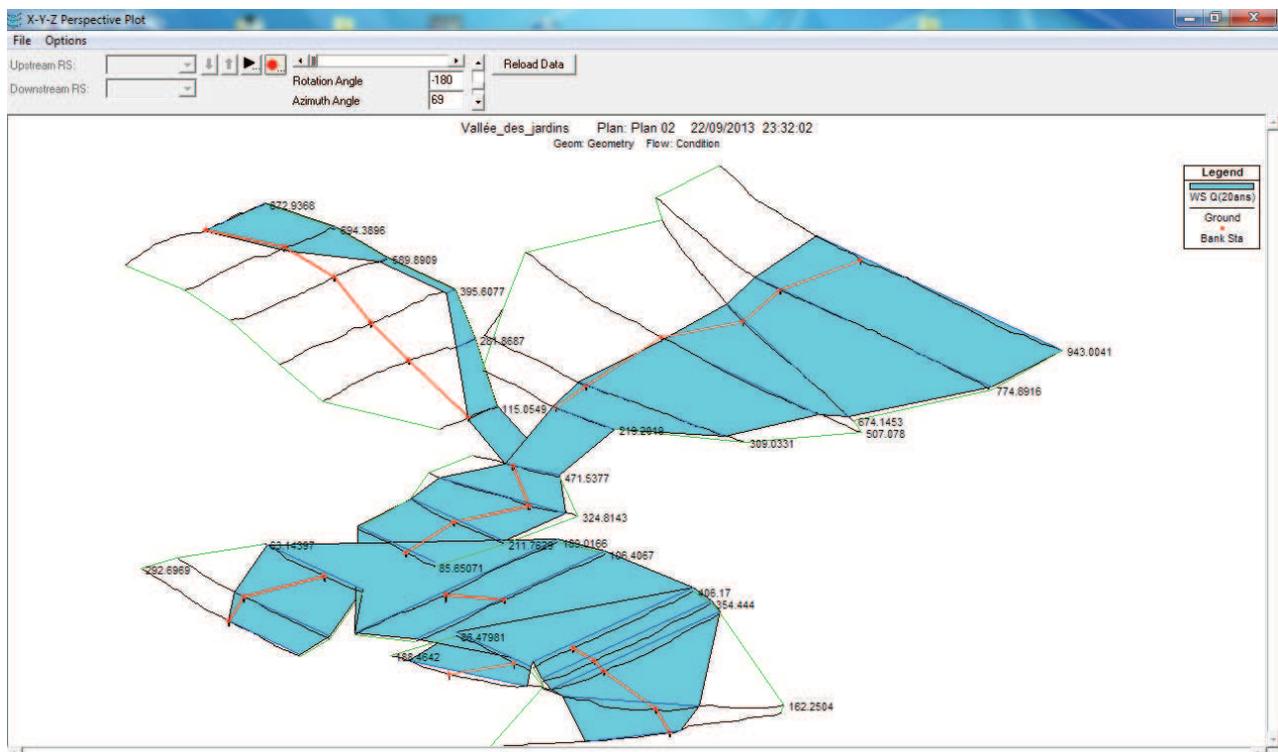
5. SIMULATION DE L'INONDATION :

Dans la fenêtre principale de **HEC-RAS** cliquez sur '*Run*', '*Steady flow analysis*'. Donnez un identifiant à votre analyse, sélectionnez l'option '*Subcritical flow regime*' et cliquez sur '*Compute*' pour faire tourner la simulation.

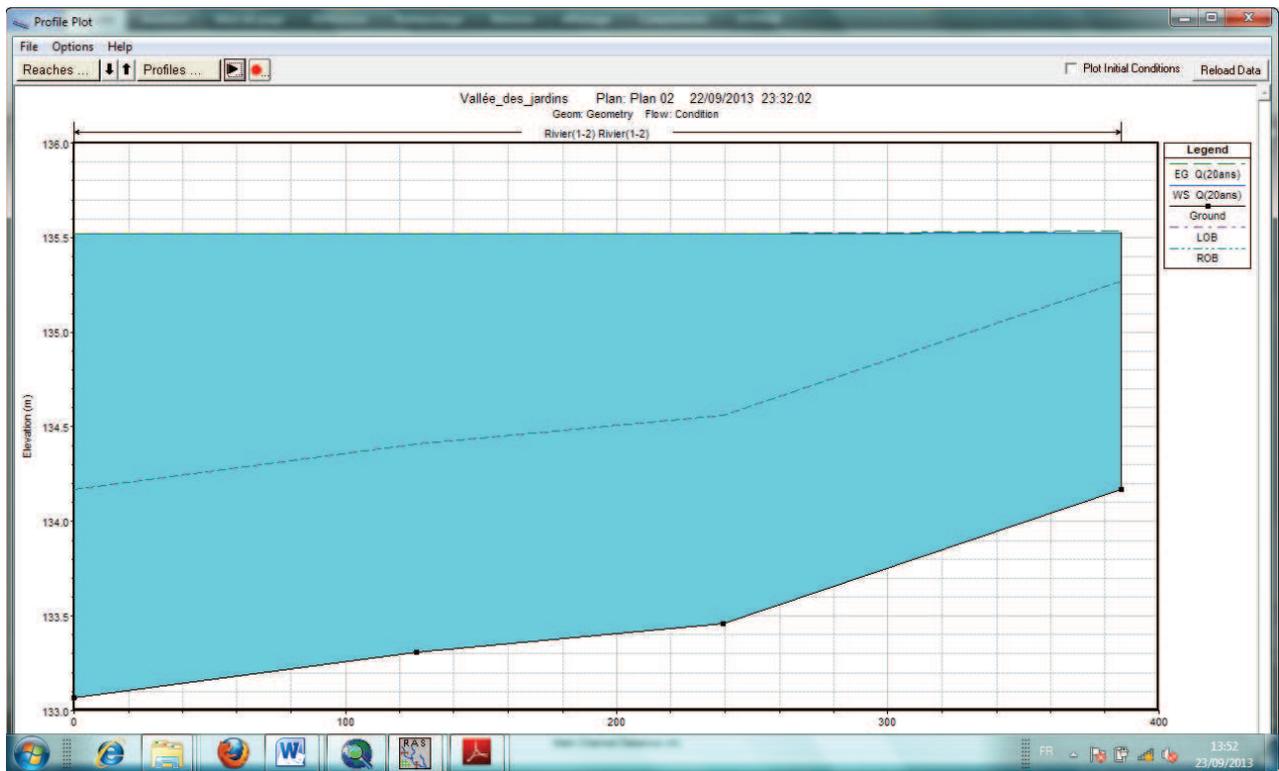


Nous parvenons au résultat suivant :

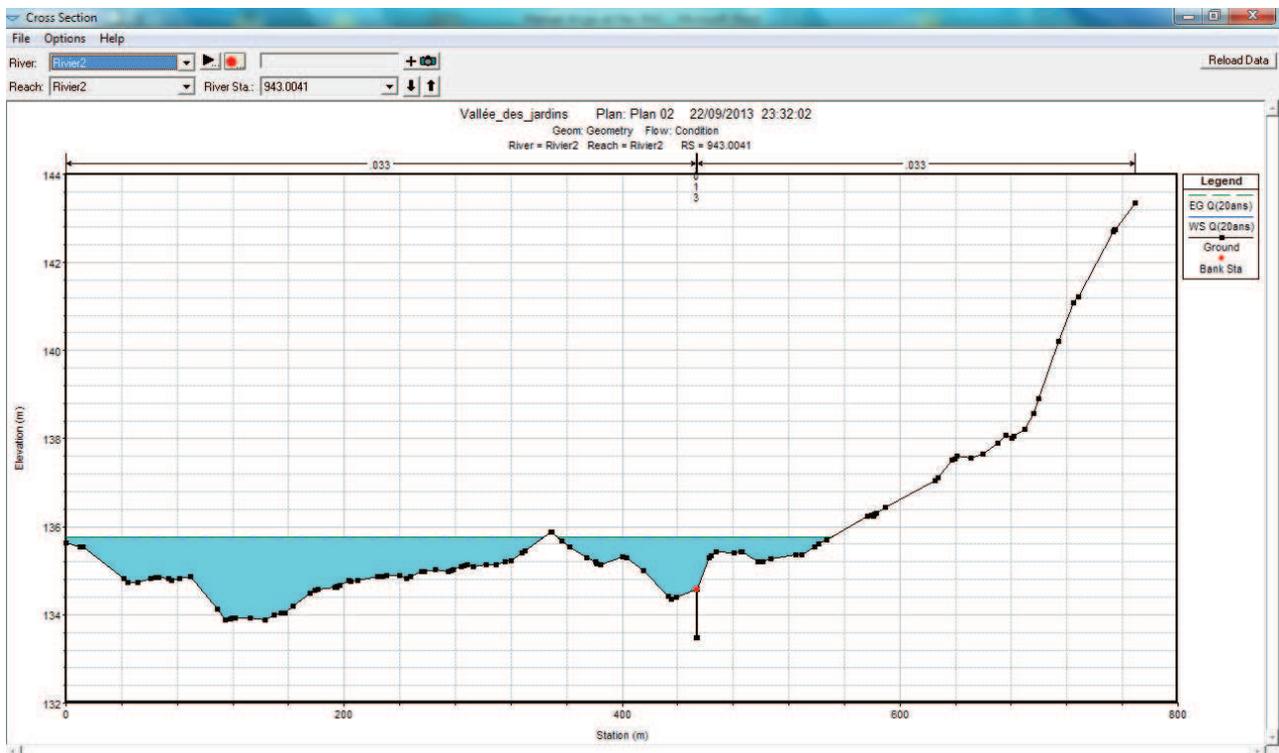
Profile en 3D (X,Y,Z) du réseau après simulation, '*View*', '*X,Y,Z Perspective plots*'



Profile en 2D (X,Y) du réseau après simulation, '*View*', '*water surface profiles*'



Profile en 2D d'une section transversal après simulation :



VISUALISATION DES RESULTATS DE LA SIMULATION DANS ARCGIS

1. CONVERSION ET EXPORT DES DONNEES SOUS HEC-RAS :

Pour visualiser les résultats dans **ArcGIS** il est nécessaire de retransformer les données **Hec-RAS** dans un format lisible par **ArcGIS**.

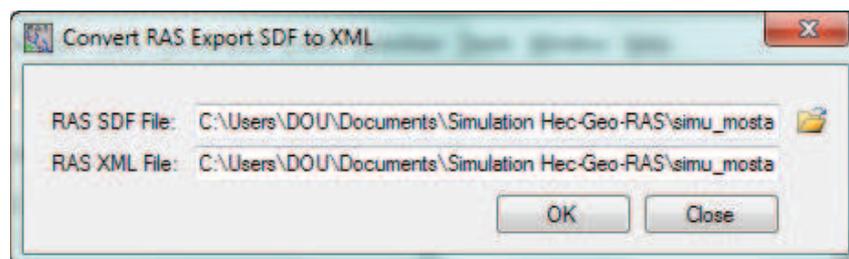
Dans la fenêtre principale d'**Hec-RAS** cliquez sur '*File*', '*Export GIS data*', donnez un nom à votre fichier puis cliquez sur '*Export data*'. Cette opération ne crée pas un fichier directement lisible par **ArcMap** mais utilisable par **HEC-GeoRAS**. Fermez **HEC-RAS** et ré-ouvrez le document **ArcMap** que vous aviez sauvegardé.

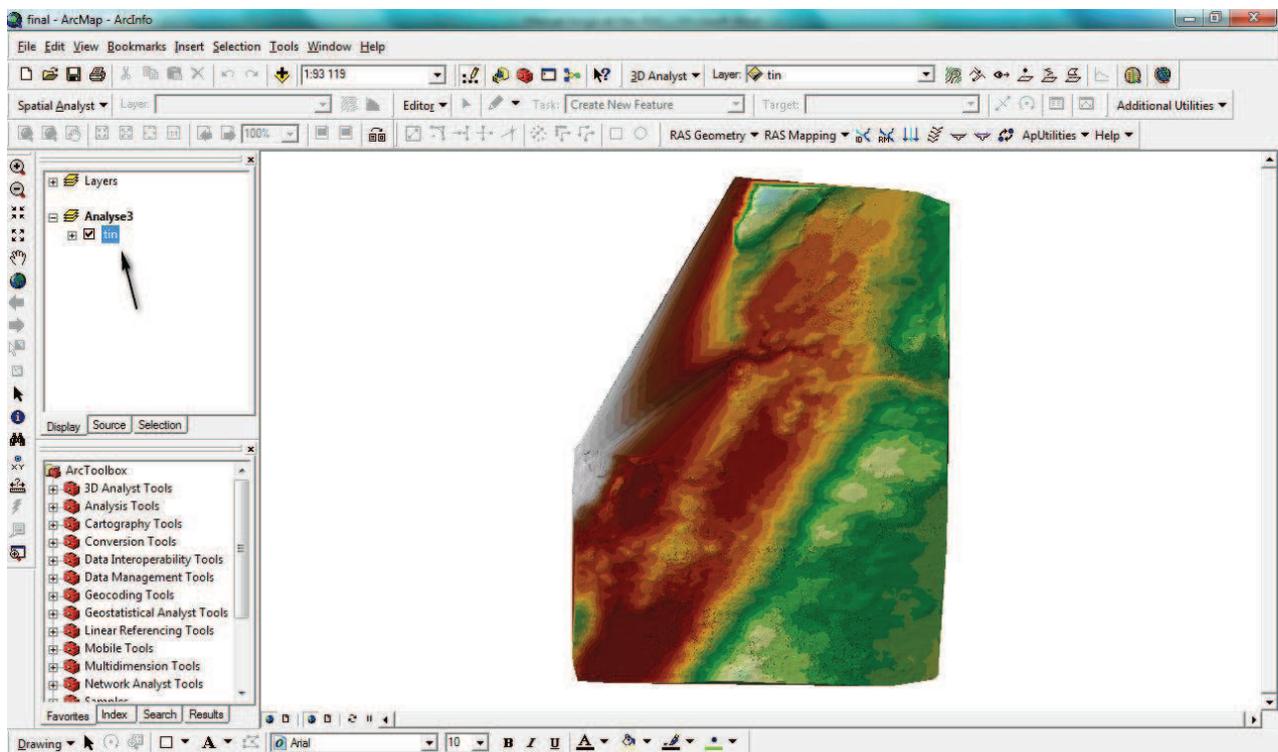
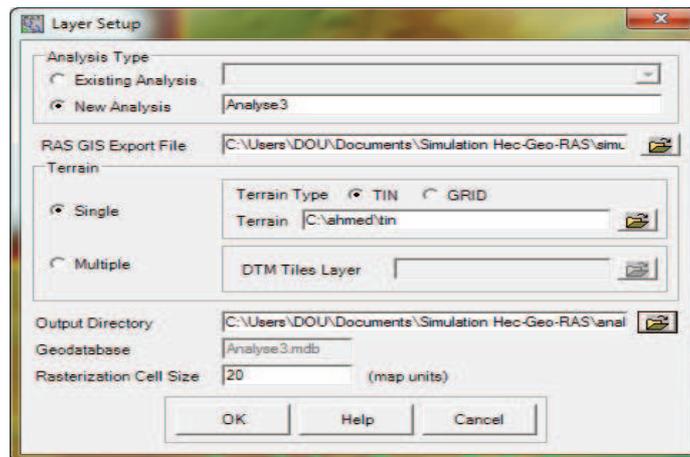
CONVERSION ET IMPORT DES DONNEES SOUS ARCGIS :

La première étape va consister à convertir une dernière fois le fichier ***.sdf** en fichier ***.xml** en

cliquant sur le bouton '*Import RAS sdf* ' dans la barre d'outils **HEC-GeoRAS**.

Dans la boîte de dialogue qui s'ouvre sélectionnez le fichier ***.sdf** que vous venez d'exporter d'**Hec-RAS** et cliquez sur '*Ok*'. Un fichier ***.xml** sera créé au même emplacement. Cliquez ensuite sur '*RAS Mapping*', '*Layer Setup*' et donnez un nom à votre analyse (Analyse1 par exemple), dans '*RAS GIS export file*' sélectionnez le fichier ***.xml** nouvellement créé, sélectionnez votre TIN dans '*Terrain*' et enfin dans '*Output directory*' choisissez un dossier dans le quel sera créé la nouvelle base de données exploitable par **ArcGIS**.





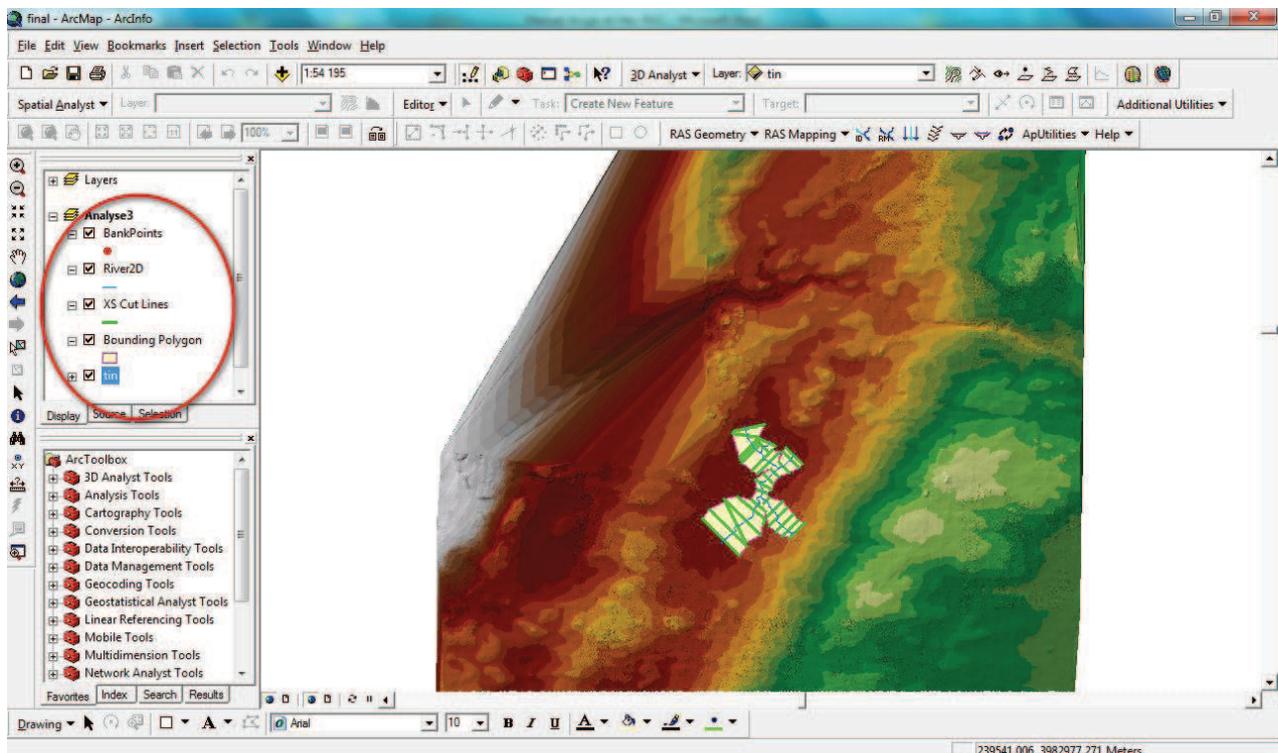
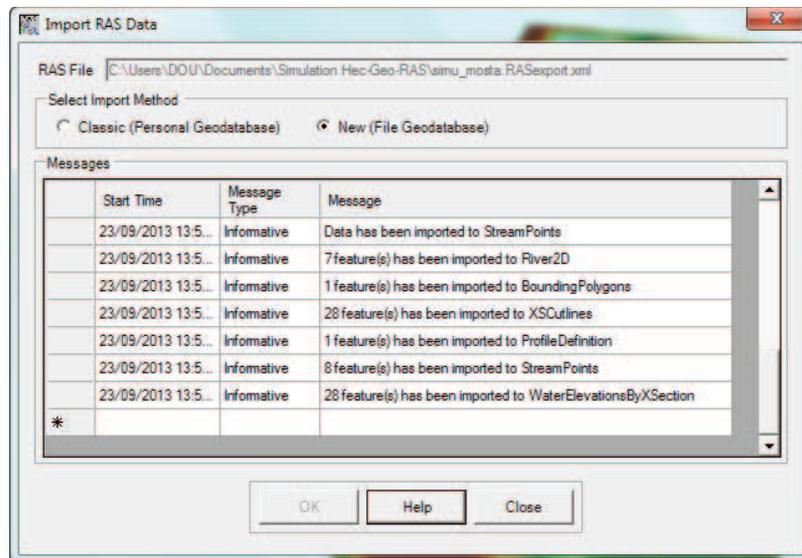
Cliquez ensuite sur '*RAS Mapping*' puis '*Read RAS GIS Export File*' pour afficher les données. Cela charge les données de la zone d'étude dans un nouveau groupe de couches.

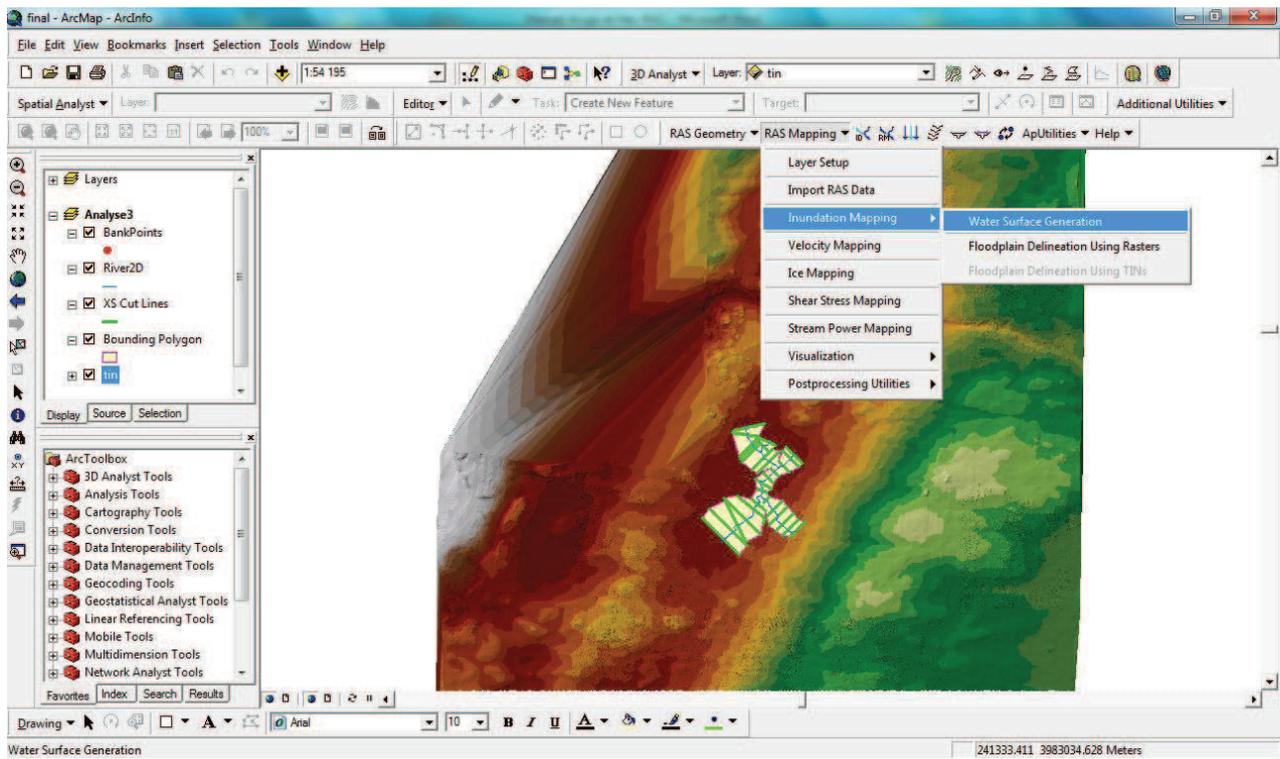
Représentation de l'inondation :

Nous allons maintenant créer la zone d'inondation. Cliquez sur '*Ras Mapping*', '*Inondation Mapping*', '*Water surface generation*'. Sélectionnez votre profile et validez.

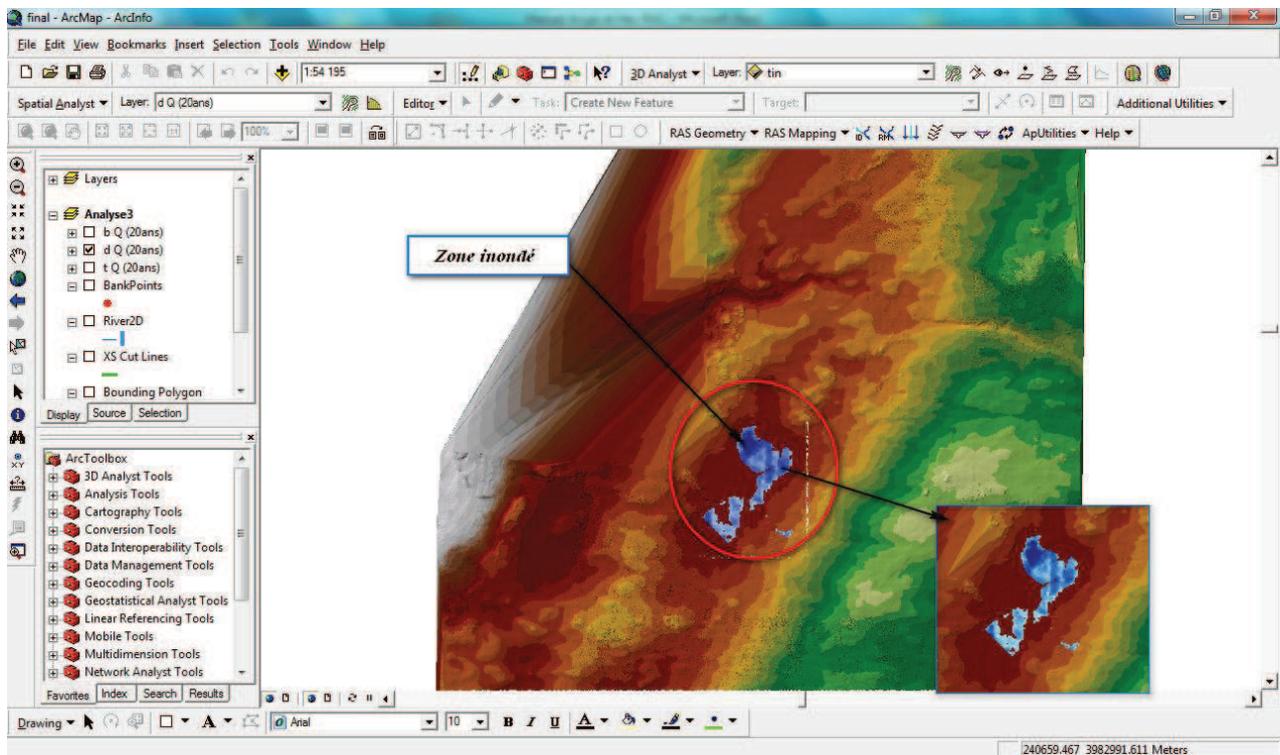
Cette étape crée un TIN représentant l'élévation de l'eau, au quel nous allons soustraire le TIN du terrain pour localiser les zones inondées.

Pour cela, nous allons convertir le TIN représentant l'eau en fichier Raster en cliquant sur '*Ras Mapping*', '*Inondation Mapping*', '*Flood plain delineation*'. Sélectionnez votre profile et cliquez sur '*Ok*'.

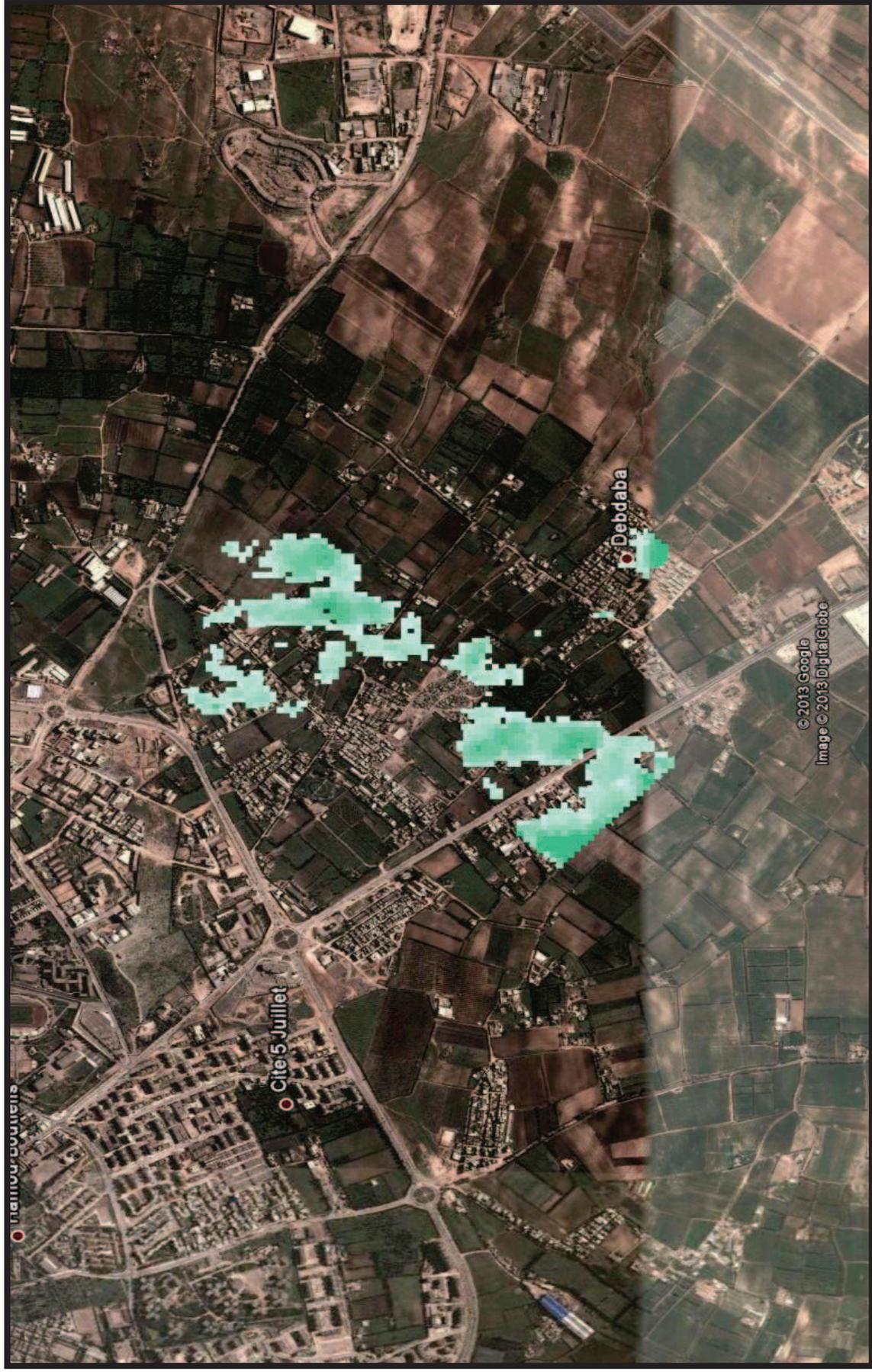




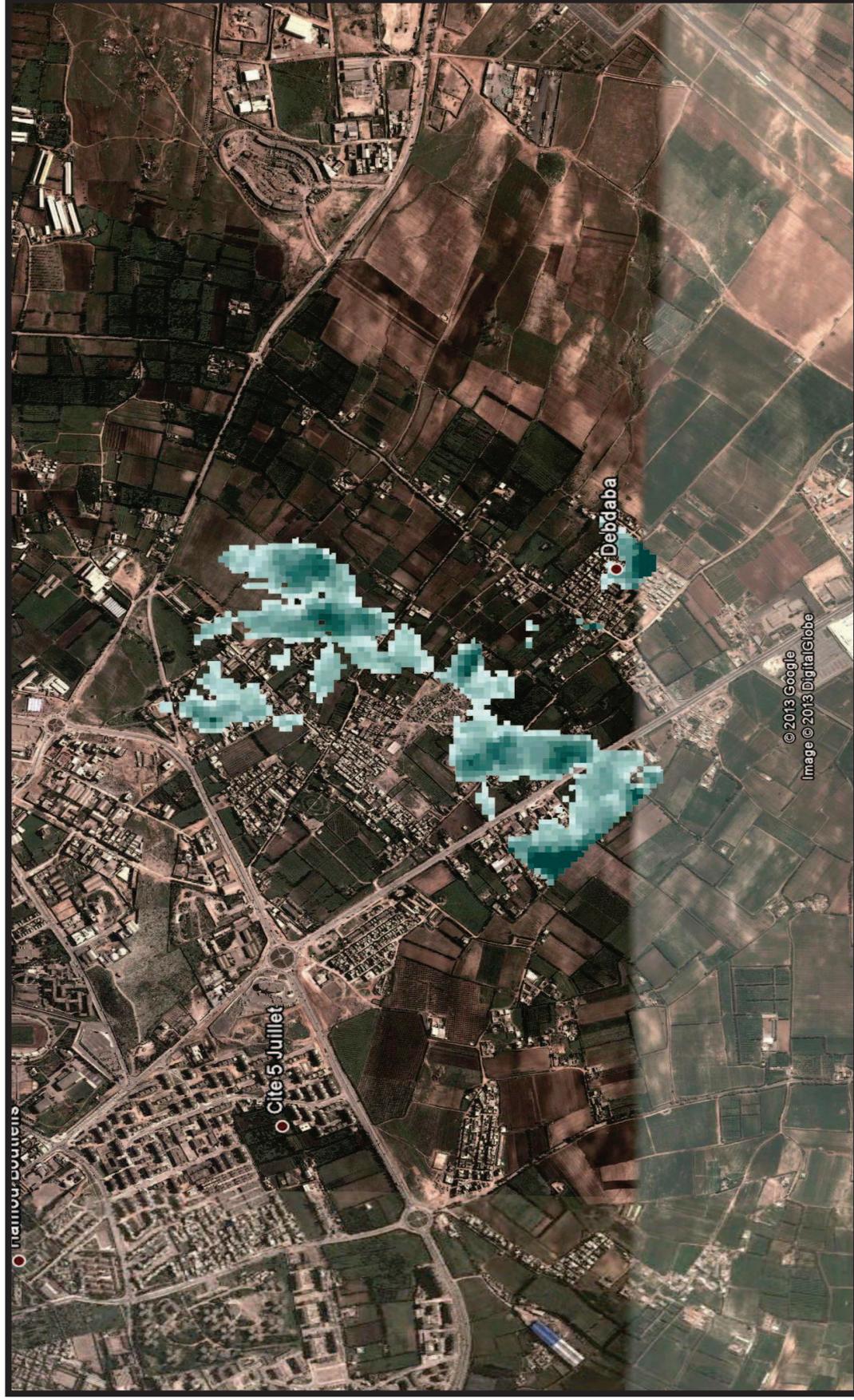
Zone inondable :



Zone inondable sur une carte Google Earth Q (20ans) :



Zone inondable sur une carte Google Earth Q (100ans) :



INTRODUCTION

Après avoir présenté la zone d'étude et diagnostiquer l'état du réseau d'eau pluvial existant, nous avons constaté que la vallée des jardins sera exposée à l'aléa inondation. Et d'après l'étude hydraulique (chapitre IV), la simulation en régime permanent des écoulements dans le réseau existant, nous a donné le comportement de notre réseau et leurs détails tel que la hauteur d'eau, le type d'écoulement, la vitesse de ruissellement...etc.

Ces informations sont assez suffisantes pour proposer des aménagements et solution à ce problème d'inondation.

V.1 SOLUTIONS APPORTEES

Pour remédier aux problèmes cités précédemment ; le bureau d'étude AGC (AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY) présente:

Un réaménagement général du système d'assainissement pour l'ensemble de la vallée des jardins où il propose trois variantes d'aménagement à savoir:

- ✚ **Variante 1:** Bassins d'orage;
- ✚ **Variante 2:** Bassins de rétention avec débits de fuite vers la galerie projetée;
- ✚ **Variante 3 :** Galerie seule;

1.1 VARIANTE 1: (Le tout dans les bassins d'orage)

Cette variante consiste à stocker toute la crue dans des bassins d'orage qui seront dimensionnés en fonction des débits de crues fournis par l'hydrologie (**chapitre III**).

La fréquence qui sera étudiées est la vingtennale.

Au vu des contraintes liées à la topographie du site ainsi qu'à la répartition spatiale des bassins versants, il sera judicieux d'implanter un bassin d'orage au niveau de chaque bassin versant.

Nous donnons ci-après les tableaux des capacités des bassins d'orage.

Tableau V.1: Volume du bassin d'orage BO1 en fréquence vingtennale

Temps (montée) min	Temps (Cumul) min	Q 20ans m ³ /s	Vt 10 ³ m ³	Cml (Vt+Vt-1)/2 10 ³ m ³	Vt m ³
0	0	0	-	-	-
2.4	2.4	0.23	0.03	0.02	16.31
15	17.4	0.3	0.27	0.17	169.77
15	32.4	1.06	0.95	0.78	782.46
15	47.4	2.26	2.04	2.28	2 275.79
15	62.4	3.92	3.53	5.06	5 057.45
15	77.4	6.03	5.43	9.54	9 535.14
15	92.4	4.44	4	14.25	14 247.85
15	107.4	3.16	2.84	17.67	17 668.79
15	122.4	2.15	1.94	20.06	20 059.27
15	137.4	1.39	1.25	21.65	21 651.01
15	152.4	0.83	0.74	22.65	22 646.08
15	167.4	0.44	0.4	23.22	23 216.91
15	182.4	0.2	0.18	23.51	23 506.33
15	197.4	0.07	0.06	23.63	23 627.52
15	212.4	0.01	0.01	23.66	23 664.03
15	227.4	0	0	23.67	23 669.79
4.8	232.2	0	-	23.67	23 669.87

Tableau V.2: Volume du bassin d'orage BO2 en fréquence vingtennale

Temps (montée) min	T(Cumul) min	Q 20ans m ³ /s	Vt 10 ³ m ³)	Cml(Vt+Vt-1)/2 10 ³ m ³	Vt m ³
0	0	0	0	0	0
10.8	10.8	0.57	0.37	0.18	184.61
15	25.8	1.16	1.04	0.89	890.28
15	40.8	2.32	2.09	2.45	2454
15	55.8	3.87	3.49	5.24	5240.06
15	70.8	5.83	5.25	9.61	9606.7
15	85.8	8.18	7.36	15.91	15912.17
15	100.8	6.41	5.77	22.48	22480.64
15	115.8	4.92	4.43	27.58	27581.01
15	130.8	3.68	3.31	31.45	31450.56
15	145.8	2.67	2.4	34.31	34305.58
15	160.8	1.86	1.67	36.34	36341.42
15	175.8	1.23	1.11	37.73	37732.49
15	190.8	0.77	0.69	38.63	38632.23
15	205.8	0.44	0.39	39.17	39173.15
15	220.8	0.22	0.2	39.47	39466.79
15	235.8	0.09	0.08	39.6	39603.75
15	250.8	0.02	0.02	39.65	39653.67
15	265.8	0	0	39.67	39665.25
12.36	278.16	0	0	39.67	39666.22

Tableau V.3: Volume du bassin d'orage BO3 en fréquence vingtennale

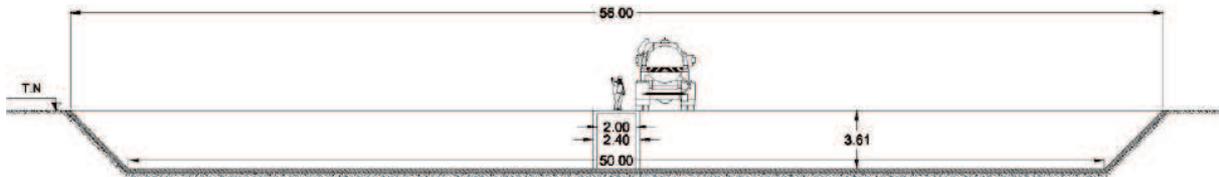
Temps (montée) min	Temps (Cumul) min	Q 20ans m ³ /s	Vt 10 ³ m ³	Cml(Vt+Vt-1)/2 10 ³ m ³	Vt m ³
0	0	0	0	0	0
10.53	10.53	0.13	0.08	0.04	39.7
15	25.53	0.36	0.33	0.24	243.24
15	40.53	0.92	0.83	0.82	819.94
15	55.53	1.72	1.55	2.01	2007.82
15	70.53	2.78	2.5	4.03	4033.08
15	85.53	4.09	3.68	7.12	7121.9
15	100.53	5.64	5.08	11.5	11500.47
15	115.53	7.45	6.71	17.39	17394.99
15	130.53	9.52	8.56	25.03	25031.63
15	145.53	7.97	7.17	32.9	32899.36
15	160.53	6.6	5.94	39.45	39453.99
15	175.53	5.39	4.86	44.85	44850.56
15	190.53	4.35	3.91	49.23	49234.32
15	205.53	3.45	3.1	52.74	52740.81
15	220.53	2.68	2.41	55.5	55495.8
15	235.53	2.03	1.83	57.62	57615.34
15	250.53	1.5	1.35	59.21	59205.69
15	265.53	1.07	0.96	60.36	60363.41
15	280.53	0.73	0.66	61.18	61175.28
15	295.53	0.47	0.43	61.72	61718.34
15	310.53	0.28	0.26	62.06	62059.89
15	325.53	0.15	0.14	62.26	62257.48
15	340.53	0.07	0.06	62.36	62358.92
15	355.53	0.03	0.02	62.4	62402.25
15	370.53	0	0	62.42	62415.79
15	385.53	0	0	62.42	62418.09
6.6	392.13	0	0	62.42	62418.14

Tableau V.4: Volume du bassin d'orage BO4 en fréquence vingtennale

Temps (montée) min	Temps Cumul min	Q 20ans m ³ /s	Vt 10 ³ m ³	Cml(Vt+Vt-1)/2 10 ³ m ³	Vt m ³
0	0	0	0	0	0
3.84	3.84	0.1	0.02	0.01	11.08
15	18.84	0.15	0.14	0.09	90.44
15	33.84	0.49	0.44	0.38	379.01
15	48.84	1.02	0.92	1.06	1058.19
15	63.84	1.74	1.57	2.3	2301.11
15	78.84	2.66	2.39	4.28	4280.92
15	93.84	3.76	3.39	7.17	7170.75
15	108.84	2.93	2.64	10.18	10184.29
15	123.84	2.23	2.01	12.51	12508.4
15	138.84	1.65	1.49	14.26	14257.35
15	153.84	1.19	1.07	15.54	15535.06
15	168.84	0.81	0.73	16.44	16435.06
15	183.84	0.53	0.48	17.04	17040.5
15	198.84	0.32	0.29	17.42	17424.16
15	213.84	0.18	0.16	17.65	17648.44
15	228.84	0.08	0.07	17.77	17765.34
15	243.84	0.03	0.03	17.82	17816.51
15	258.84	0.01	0.01	17.83	17833.21
15	273.84	0	0	17.84	17836.31
7.68	281.52	0	0	17.84	17836.43

Tableau V.5: Récapitulatif des volumes des bassins d'orage fréquence vingtennale

Bassins d'orage	Crue vingtennale (m ³)	Les capacités adoptées (m ³)
BV1	23669.87	Un bassin de 20000 m ³
BV2	39666.22	Deux bassins de 20000 m ³
BV3	62418.14	Trois bassins de 20000 m ³
BV4	17836.43	Un bassin de 20000 m ³

Figure V.1: Coupe type d'un bassin d'orage de capacité 20 000 m³

Le bassin d'orage n'est qu'un maillon dans l'ensemble des équipements d'assainissement. Sa réalisation peut être décidée lors de la mise en œuvre de réseaux neufs, mais il est de plus en plus envisagé pour l'amélioration de réseaux existants.

Les bassins d'orage apparaissent aujourd'hui comme un outil de premier intérêt pour améliorer le fonctionnement des systèmes d'assainissement et protection hydraulique contre les inondations.

Les avantages et les inconvénients des bassins d'orages peuvent être définis comme suit:

- **Avantage**

- ✚ Bonne intégration paysagère possible.
- ✚ Réduction des débits de pointe à l'exutoire.
- ✚ Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- ✚ Alimentation des nappes aquifères.
- ✚ Possibilité de réutiliser les eaux de pluie.

- **Inconvénients**

- ✚ Les bassins de d'orage occupent une grande surface du sol.
- ✚ La fréquence d'entretien varie selon le type de bassin, sa capacité et la qualité des eaux pluviales retenues.
- ✚ Dépôts de boues de décantation qu'il faudrait évacuer lorsque leurs quantités induit une modification du volume utile de rétention.
- ✚ Durée de vie limitée (10 à 15 ans).

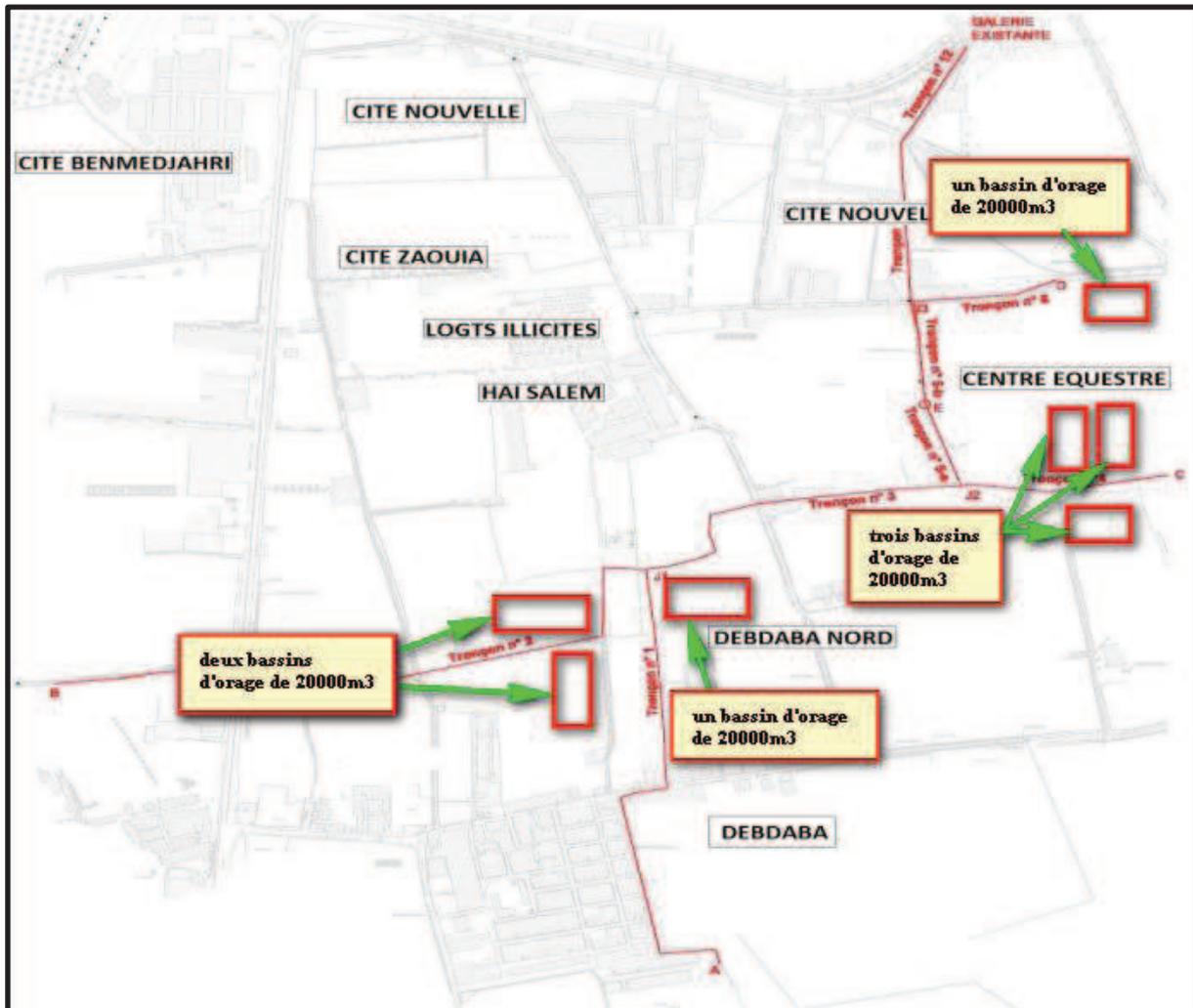


Figure V.2: Répartition des bassins d'orage (calées sur les plans urbains)

1.2 VARIANTE 2: (bassin avec débit de fuite vers la galerie projetée)

Cette variante reprend la variante N° 1 dans sa philosophie à la différence dans le but de réduire la capacité de chaque bassin d'orage, nous imposerons un débit de fuite par bassin.

Quel serait le débit de fuite à laisser transiter pour chaque bassin ?

L'idée serait de caler chaque capacité de bassin d'orage sur son volume propre donné par la crue décennale. Ce qui nous amène à faire évacuer un débit de fuite qui représente la différence de débit (Q_{20} à Q_{10}). Ce débit de fuite de chaque bassin est acheminé via une canalisation ovoïde (vu la pente faible du terrain) vers un point exutoire d'où va démarrer une galerie (tunnel) de forme circulaire qui rejoindra le canal existant sur l'oued Ain Sefra.

Tableau V.6: Volume du bassin de rétention BV1 en fréquence vingtennale

Temps	Q20 ans	volume 20ans	Q	volume 10ans	Vfuite
min	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³	m ³
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-19995.46
2.40	0.23	16.31	0.19	13.78	-19979.15
15.00	0.30	169.77	0.26	143.41	-19825.69
15.00	1.06	782.46	0.89	660.99	-19213.00
15.00	2.26	2275.79	1.91	1922.50	-17719.67
15.00	3.92	5057.45	3.31	4272.35	-14938.01
15.00	6.03	9535.14	5.09	8054.94	-10460.32
15.00	4.44	14247.85	3.75	12036.07	-5747.60
15.00	3.16	17668.79	2.67	14925.95	-2326.67
15.00	2.15	20059.27	1.82	16945.35	63.82
15.00	1.39	21651.01	1.17	18289.99	1655.55
15.00	0.83	22646.08	0.70	19130.59	2650.62
15.00	0.44	23216.91	0.37	19612.81	3221.46
15.00	0.20	23506.33	0.17	19857.30	3510.88
15.00	0.07	23627.52	0.06	19959.68	3632.07
15.00	0.01	23664.03	0.01	19990.52	3668.58
15.00	0.00	23669.79	0.00	19995.39	3674.34
4.80	0.00	23669.87	0.00	19995.46	3674.42

$$Q_{\text{fuite}} = Q_{20} - Q_{10}^{\text{max}} \quad \text{ou bien} \quad V_{\text{fuite}} = V_{20} - V_{10}^{\text{max}}$$

Ce qui nous donne le volume de fuite des bassins de rétention de BV1 :

$$V_{\text{fuite}} = 3674.42 \text{ m}^3 \Rightarrow Q_{\text{fuite bv1}} = 0.26373938 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau V.7: Volume du bassin de rétention BV2 en fréquence vingtennale

Temps	Q20 ans	volume 20ans	Q10	volume 10ans	Vfuite
min	m3/s	m3	m3/s	m3	m3
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-33508.60
10.80	0.57	184.61	0.48	155.96	-33323.98
15.00	1.16	890.28	0.98	752.08	-32618.31
15.00	2.32	2454.00	1.96	2073.05	-31054.59
15.00	3.87	5240.06	3.27	4426.61	-28268.54
15.00	5.83	9606.70	4.92	8115.40	-23901.89
15.00	8.18	15912.17	6.91	13442.03	-17596.43
15.00	6.41	22480.64	5.42	18990.83	-11027.96
15.00	4.92	27581.01	4.16	23299.45	-5927.58
15.00	3.68	31450.56	3.11	26568.30	-2058.04
15.00	2.67	34305.58	2.25	28980.12	796.98
15.00	1.86	36341.42	1.57	30699.92	2832.82
15.00	1.23	37732.49	1.04	31875.05	4223.89
15.00	0.77	38632.23	0.65	32635.12	5123.64
15.00	0.44	39173.15	0.37	33092.07	5664.56
15.00	0.22	39466.79	0.18	33340.13	5958.20
15.00	0.09	39603.75	0.07	33455.82	6095.16
15.00	0.02	39653.67	0.02	33497.99	6145.08
15.00	0.00	39665.25	0.00	33507.77	6156.65
12.36	0.00	39666.22	0.00	33508.60	6157.63

$$Q_{\text{fuite}} = Q_{20} - Q_{10}^{\text{max}} \quad \text{ou bien} \quad V_{\text{fuite}} = V_{20} - V_{10}^{\text{max}}$$

Ce qui nous donne le volume de fuite des bassins de rétention de BV2 :

$$V_{fuite} = 6157.63 \text{ m}^3 \Rightarrow Q_{fuitebv2} = 0.36894991 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau V.8: Volume du bassin de rétention BV3 en fréquence vingtennale

Temps	Q20 ans	volume 20ans	Q10	volume 10ans	Vfuite
min	m3/s	m3	m3/s	m3	m3
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-52728.60
10.53	0.13	39.70	0.11	33.54	-52688.90
15.00	0.36	243.24	0.31	205.48	-52485.36
15.00	0.92	819.94	0.78	692.65	-51908.66
15.00	1.72	2007.82	1.45	1696.13	-50720.78
15.00	2.78	4033.08	2.35	3407.00	-48695.52
15.00	4.09	7121.90	3.45	6016.33	-45606.70
15.00	5.64	11500.47	4.77	9715.19	-41228.12
15.00	7.45	17394.99	6.30	14694.66	-35333.61
15.00	9.52	25031.63	8.04	21145.82	-27696.97
15.00	7.97	32899.36	6.73	27792.19	-19829.24
15.00	6.60	39453.99	5.57	33329.31	-13274.61
15.00	5.39	44850.56	4.56	37888.13	-7878.04
15.00	4.35	49234.32	3.67	41591.38	-3494.28
15.00	3.45	52740.81	2.91	44553.54	12.21
15.00	2.68	55495.80	2.26	46880.86	2767.20
15.00	2.03	57615.34	1.72	48671.36	4886.74
15.00	1.50	59205.69	1.27	50014.84	6477.09
15.00	1.07	60363.41	0.91	50992.83	7634.81
15.00	0.73	61175.28	0.62	51678.67	8446.68
15.00	0.47	61718.34	0.40	52137.43	8989.74
15.00	0.28	62059.89	0.24	52425.96	9331.29
15.00	0.15	62257.48	0.13	52592.88	9528.88
15.00	0.07	62358.92	0.06	52678.57	9630.32
15.00	0.03	62402.25	0.02	52715.17	9673.65
15.00	0.00	62415.79	0.00	52726.61	9687.19
15.00	0.00	62418.09	0.00	52728.55	9689.49
6.60	0.00	62418.14	0.00	52728.60	9689.54

$$Q_{fuite} = Q_{20} - Q_{10}^{max} \quad \text{ou bien} \quad V_{fuite} = V_{20} - V_{10}^{max}$$

Ce qui nous donne le volume de fuite des bassins de rétention de BV3 :

$$V_{fuite} = 9689.54 \text{ m}^3 \Rightarrow Q_{fuitebv3} = 0.41183384 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau V.9: Volume du bassin de rétention BV4 en fréquence vingtennale

Temps	Q20 ans	volume 20ans	Q10	volume 10ans	Vfuite
min	m3/s	m3	m3/s	m3	m3
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-15067.57
3.84	0.10	11.08	0.08	9.36	-15056.49
15.00	0.15	90.44	0.13	76.40	-14977.13
15.00	0.49	379.01	0.41	320.18	-14688.56
15.00	1.02	1058.19	0.86	893.92	-14009.38
15.00	1.74	2301.11	1.47	1943.90	-12766.46
15.00	2.66	4280.92	2.24	3616.36	-10786.66
15.00	3.76	7170.75	3.18	6057.59	-7896.82
15.00	2.93	10184.29	2.48	8603.32	-4883.28
15.00	2.23	12508.40	1.89	10566.64	-2559.18
15.00	1.65	14257.35	1.40	12044.09	-810.22
15.00	1.19	15535.06	1.00	13123.46	467.49
15.00	0.81	16435.06	0.69	13883.75	1367.49
15.00	0.53	17040.50	0.45	14395.20	1972.93
15.00	0.32	17424.16	0.27	14719.31	2356.59
15.00	0.18	17648.44	0.15	14908.76	2580.87
15.00	0.08	17765.34	0.07	15007.52	2697.77
15.00	0.03	17816.51	0.03	15050.75	2748.94
15.00	0.01	17833.21	0.01	15064.85	2765.63
15.00	0.00	17836.31	0.00	15067.47	2768.74
7.68	0.00	17836.43	0.00	15067.57	2768.86

$$Q_{fuite} = Q_{20} - Q_{10}^{max} \quad \text{ou bien} \quad V_{fuite} = V_{20} - V_{10}^{max}$$

Ce qui nous donne le volume de fuite des bassins de rétention de BV4 :

$$V_{fuite} = 2768.86 \text{ m}^3 \Rightarrow Q_{fuitebv4} = 0.16392299 \text{ m}^3/\text{s}$$

Alors le débit de fuite total égale à :

$$Q_{fuite} = \sum Q_{fuite\ bvi} = 1.208\ m^3/s$$

Tableau V.10: Récapitulatif des volumes des bassins d'orage en fréquence vingtennale

Bassins d'orage	Crue Vingtennale (m ³)	Les capacités adoptées (m ³)
BV1	19995.46	Un bassin de 20000 m ³
BV2	33508.6	Deux bassins de 15000 m ³
BV3	52728.6	un bassin de 20000 m ³ et deux bassins de 15000 m ³
BV4	15067.57	Un bassin de 15000 m ³

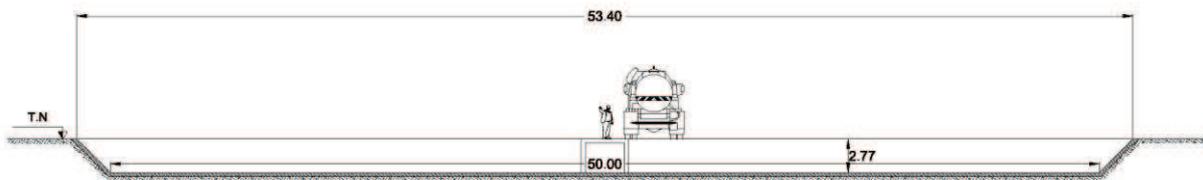


Figure V.3: Coupe type d'un bassin d'orage de capacité 15000 m3

Le tunnel à écoulements gravitaires est dimensionné avec des sections suffisantes pour faire transiter le débit de fuite des bassins de rétentions (**1.208 m³/s**).

Les sections et pentes sont calculées pour assurer une vitesse d'effluents suffisamment élevée pour assurer l'auto-curage et éviter ainsi les dépôts solides et la stagnation des sédiments.

Pour le dimensionnement de la galerie projeté, nous avons élaboré **une macro** sur **Excel 2007**, qui a pour objet de faciliter la tâche de dimensionnement.

Tableau V.11: Dimensionnement de la galerie projeté

Solution Buse	Q20-Q10
DN (mm)	2 500,00
Coef η	0,012
Section pleine	
Pente (%)	0,003
Am(m²)	4.91
Pm	7.85
Rh	0.63
Chezy C	63.42
Vps (m/s)	2.88
Qps (m³/s)	13.74
Section partielle	
Rq	0.09
Difference	0,00
Teta (rd)	1.86
Q/Qps	0.09
V/Vps	0.62
V (m/s)	1.77
h/D	0.20
h (mm)	501.69
Q (m³/s)	1.21

Le réseau principal projeté suit dans sa majeure partie, l'ancien réseau avec les mêmes dimensions pour les canaux existants et des dimensions plus adaptées sur les autres parcelles projetées. Il sera projeté de telle sorte à collecter toutes les eaux et les acheminer vers le tunnel de diamètre **2.5m**.

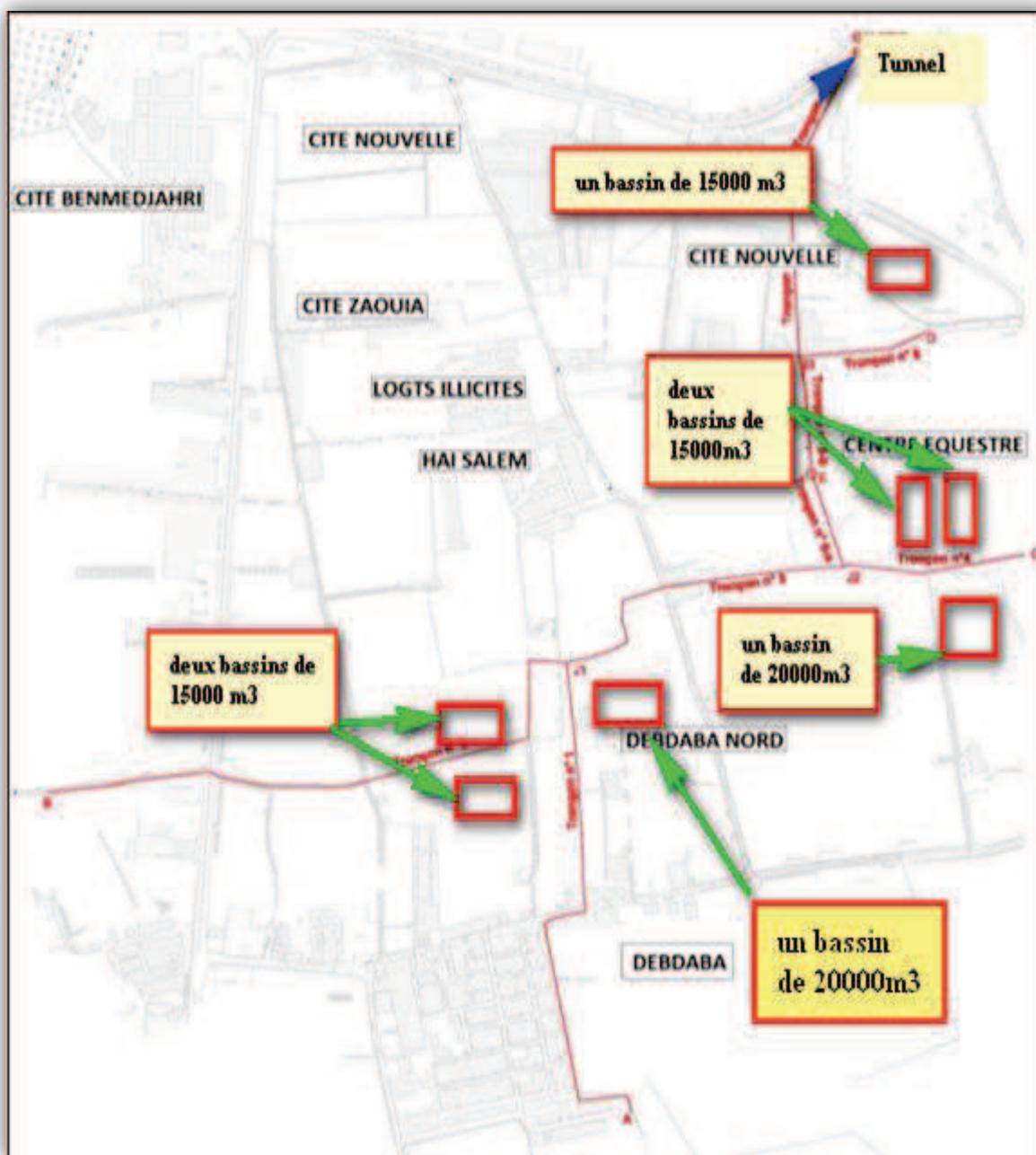


Figure V.4: Répartition des bassins de rétention et la galerie projetée (calées sur les plans urbains)

1.3 VARIANTE 3: (Tunnel)

Cette variante est totalement différente des deux précédentes. Elle consiste à projeter un tunnel de forme circulaire qui démarre de l'exutoire qui est le point de dépression vers le point de rejet sur le canal existant de l'oued sefra. Sa longueur serait de **1830 m** et sa pente de **0,003**. La crue à faire véhiculer sera la crue de fréquence vingtennale.

✚ Le débit de pointe des 04 bassins pour le dimensionnement du tunnel

On a le temps de concentration calculée avec la méthode de **GIANDOTTI** est différent pour les quatre sous bassins versants. Donc le débit de pointe à l'exutoire ce n'est plus **27.49 m³/s**.

Alors, qu'elle sera le débit de pointe à l'exutoire pour le dimensionnement du tunnel ?

Les diagrammes de crue des bassins versants :

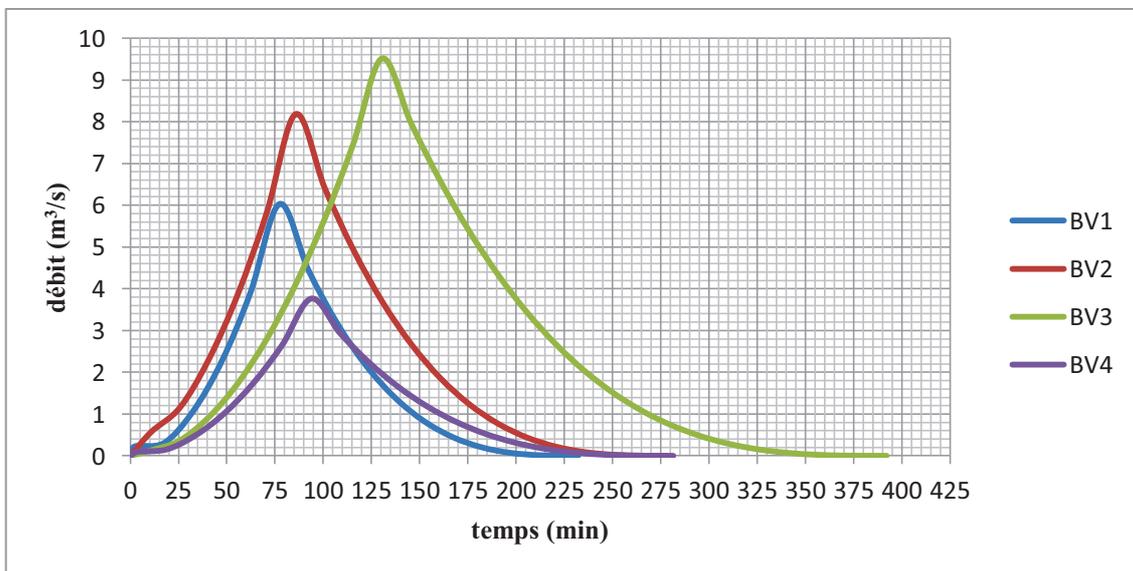


Figure V.5: Les diagrammes de crue des bassins versants

Tableau V.12 : Le débit en fonction du temps de concentration

temps (mn)	Q (m3/s)	temps (mn)	Q (m3/s)
0	0	190	5,8
10	1	200	4,645
20	1,68	210	3,78
30	3,12	220	3,04
40	3,12216	230	2,46
50	8,12	240	1,925
60	11,44	250	1,575
70	15,48	260	1,2
80	19,6	270	0,96
90	20,76	280	0,72
100	19,24	290	0,56
110	18,12	300	0,4
120	17,24	310	0,32
130	16,94	320	0,2
140	14,52	330	0,12
150	12,14	340	0,08
160	10,16	350	0,04
170	8,44	360	0,04
180	6,96	380	0

Ce qui nous entraine à déduire le diagramme suivant :

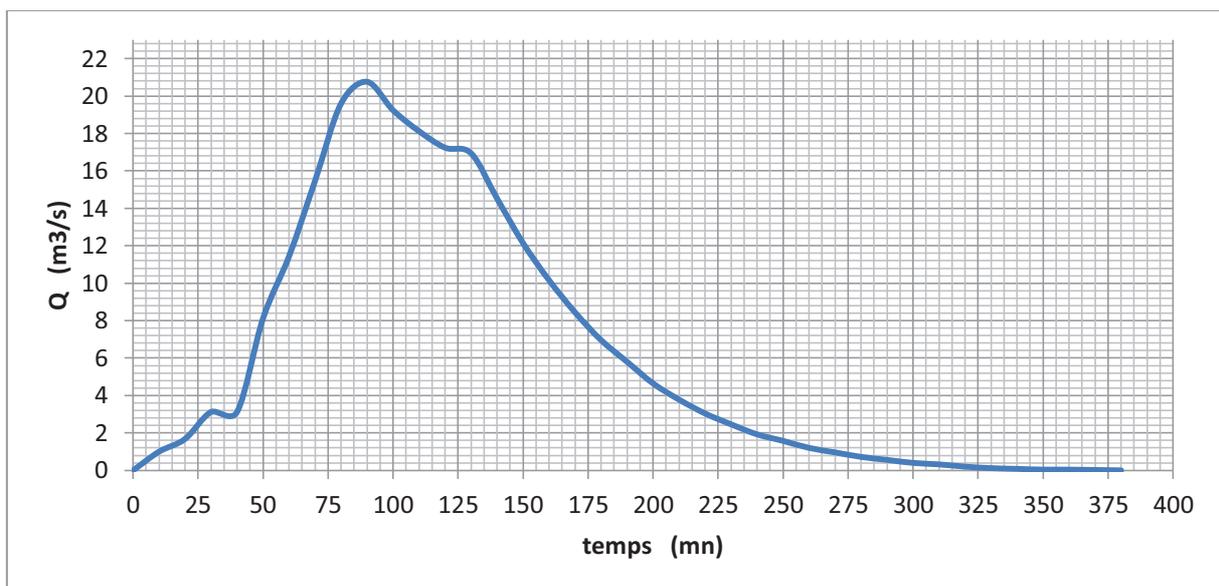


Figure V.6 : Le diagramme de crue à l'exutoire

V.2 EVALUATION FINANCIERE ET COMPARAISON DES COUTS
DES VARIANTES

2.1 VARIANTE 1: (le tout dans les bassins d'orage)

Tableau V.13: Estimation d'un bassin d'orage de capacité de 20000 m3

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
1	Terrassement en grande masse	m ³	20 000,00	1 500,00	30 000 000,00
2	Béton de propreté	m ³	613,18	4 500,00	2 759 328,00
3	Exécution des talus	m ²	67 132,80	100,00	6 713 280,00
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³	m ³	1 532,96	25 000,00	38 324 000,00
TOTAL EN HORS TAXE (DA)					77 796 608,00
TVA 17 % (DA)					13 225 423,36
TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)					91 022 031,36

Tableau V.14: Estimation financière de la variante 1

BASSIN D'ORAGE	LES CAPACITES ADOPTEES	Montant, DA
BV1	Un bassin de 20000 m ³	91 022 031.36
BV2	Deux bassins de 20000 m ³	182 044 062.7
BV3	Trois bassins de 20000 m ³	273 066 094.1
BV4	Un bassin de 20000 m ³	91 022 031.36
TOTAL EN HORS TAXE (DA)		637 154 219.5
TVA 17 % (DA)		108 316 217.3
TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)		745 470 436.8

2.2 VARIANTE 2: (bassins de rétention avec débits de fuite vers la galerie projetée)

Tableau V.15: Estimation d'un bassin d'orage de capacité de 15 000 m³

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
1	Terrassement en grande masse	m ³	15 000,00	1 500,00	22 500 000.00
2	Béton de propreté	m ³	580.70	4 500,00	2 613 168.00
3	Exécution des talus	m ²	34 678.80	100,00	3 467 880.00
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³	m ³	1 451.76	25 000,00	36 294 000.00
TOTAL EN HORS TAXE (DA)					64 875 048.00
TVA 17 % (DA)					11 028 758.16
TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)					75 903 806.16

Tableau V.16 : Estimation financière de la variante 2

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
	PARTIE TUNNEL				
1	Terrassements en souterrain pour tunnel	m ³	10 838.46	16 000	173415411.82
2	Béton armé dosé à 350 Kg/m	m ³	10 150.49	75 000	761 286 439.78
3	Fourniture et pose de cintres HEA 160 pour une section de tunnel de 2,5 m de diamètre	U	718.00	96 000	68 928 000.00
4	Fourniture et pose de cintres IPE 160 pour une section de tunnel de 2,5m de diamètre	U	718.00	55 000	39 490 000.00
5	Béton projeté dosé à 250 Kg/m ³ sur TS	m ²	13 985.11	3 000	41 955 341.57
6	Chevêtre en béton tous les 12 m	m ³	359.00	15 000	5 385 000.00
	PARTIE GALERIE				
8	Ouverture de la galerie à ciel ouvert	m ³	7 200.00	7 000	50 400 000.00
9	Fourniture et pose de voussoirs préfabriqués en béton armé	m ³	1 947.79	30 000	58 433 623.36
10	Remblai de la galerie avec les terres des déblais	m ³	4 180.93	2 000	8 361 858.92
	LES BASSINS D'ORAGE				
12	Un bassin de 20000 m ³	U	1.00	77 796 608.00	77 796 608.00
13	Deux bassins de 15000 m ³	U	2.00	64 875 048.00	129 750 096.00
14	Deux bassins de 15000 m ³ et un bassin de 20000 m ³	U	3.00	64 875 048.00 et 77 796 608.00	207 546 704.00
15	Un bassin de 15000 m ³	U	1.00	64 875 048.00	64 875 048.00
TOTAL EN HORS TAXE (DA)					1687624131.45
TVA 17 % (DA)					286896102.3465
TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)					1974520233.7965

2.3 VARIANTE 3 : (tunnel seul)

Tableau V.17 : Estimation financière de la variante 3

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
PARTIE TUNNEL					
1	Terrassements en souterrain pour tunnel	m ³	28 195,79	16 000,00	451 132 705,06
2	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³	m ³	10 150,49	75 000,00	761 286 439,78
3	Fourniture et pose de cintres HEA 160 pour une section de tunnel de 5m de diamètre	U	718,00	196 000,00	140 728 000,00
4	Fourniture et pose de cintres IPE 160 pour une section de tunnel de 5m de diamètre	U	718,00	104 000,00	74 672 000,00
5	Béton projeté dosé à 250 Kg/m ³ sur TS	m ²	22 556,64	3 000,00	67 669 905,76
6	Chevêtre en béton tous les 12 m	m ³	359,00	15 000,00	5 385 000,00
PARTIE GALERIE					
8	Ouverture de la galerie à ciel ouvert	m ³	20 000,00	7 000,00	140 000 000,00
9	Fourniture et pose de voussoirs préfabriqués en béton armé	m ³	3 141,59	30 000,00	94 247 779,61
10	Remblai de la galerie avec les terres des déblais	m ³	12 146,02	2 000,00	24 292 036,73
TOTAL EN HORS TAXE (DA)					1 759 413 866,93
TVA 17 % (DA)					299 100 357,38
TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)					2 058 514 224,31

V.3 RECAPITULATIF DES PRIX DE CHAQUE VARIANTE

Tableau V.18: prix de chaque variante

	variante 1	variante 2	variante 3
total en toutes taxes comprises TTC (DA)	745 470 436.80	1974520233.7965	2 058 514 224.31

V.4 ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES

La sélection d'une variante par rapport à une autre consiste à comparer les différents aspects tels que l'aspect économique et technique, l'aspect économique consiste en l'évaluation globale du coût du projet, en outre l'aspect technique consiste à maîtriser la conduite des travaux de réalisation.

En point de vue économique, la variante des bassins d'orage est la moins chère. Au point de vue technique, la variante du tunnel souterrain exige une entreprise expérimentée et qualifiée pour réaliser les différentes tâches des travaux.

V.5 CHOIX DE LA VARIANTE

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les trois variantes, et ceci d'après leurs avantages et leurs inconvénients et d'autres considérations.

L'aménagement d'un bassin de rétention en amont peut s'avérer une bonne solution si l'on fusionne avec une politique paysagiste qui respecte l'environnement.

Bien qu'elles soient plus complexes à mettre en œuvre et plus coûteuses, la variante de tunnel souterrain s'impose comme la solution qui régler définitivement les problèmes des inondations dans la vallée des jardins.

Pour ces raisons nous préconisons la variante du tunnel souterrain.

CONCLUSION

Après l'analyse comparative des trois variantes selon les différents aspects tels que l'aspect économique et technique et d'après leurs avantages et leurs inconvénients ,le tunnel hydraulique est la seule solution adaptée pour protéger la vallée des jardins contre la crue vintinale, qui démarre de l'exutoire des bassins versants vers le canal existant de l'oued Ain Sefra ,qui sera développé dans le détail au chapitre suivant.

INTRODUCTION

Le tunnel hydraulique est la solution d'aménagement retenue après le diagnostic de la situation de réseau existant dans la vallée des jardins.

Le but de ce tunnel est d'implanter un nouveau point d'accès afin d'évacuer les eaux pluviales qui s'accumuleraient au niveau de l'exutoire des quatre sous bassins versants.

Le point de départ, que nous appellerons point A, se trouve à une hauteur altimétrique de **136.2m** ; le point d'arrivée est quant à lui situé **5 mètre** plus bas et à une distance projetée horizontalement de **131.12 m** du point A. Le tracé en plan ne contient aucune particularité : il est en majorité rectiligne avec deux petites courbures dont les inclinaisons horizontales sont respectivement d'amont en aval de **12°** et **15°**. Quant au profil en long, pour des raisons hydrauliques vues plus haut, il est recommandé d'adopter une pente **0,003**.

Le tunnel est de forme circulaire qui démarrera du point bas de la dépression de la vallée des jardins et se dirigera vers l'Est. Son tracé souterrain suivra la majeure partie de la route nationale N°23 A, pour se jeter dans le canal existant sur l'Oued Ain-Sefra, à l'aval du pont (**Figure VI.1**).

La longueur du tunnel serait de **1830 m** et d'une pente de **3‰**

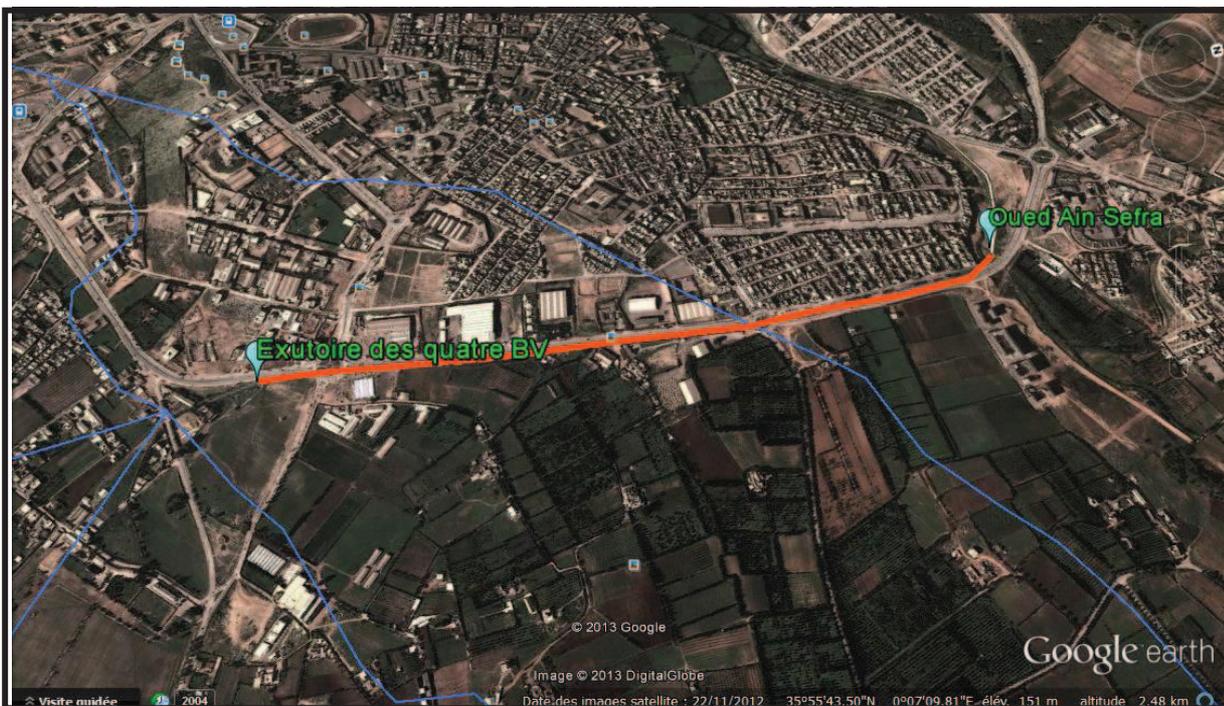


Figure VI.1: Tracé souterrain du tunnel sous la RN23A

VI.1 CALCUL HYDRAULIQUE

La méthode de calcul adoptée pour le dimensionnement hydraulique du tunnel est présentée ci-dessous. Les résultats de calcul sont rapportés dans le tableau en pages suivantes.

Le tunnel véhicule les eaux pluviales. Les sections et les pentes sont calculées pour assurer une vitesse d'effluents suffisamment élevée pour assurer l'auto-curage, et éviter ainsi les dépôts solides et la stagnation des sédiments.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S$$

Avec :

Q : Débit (m³/s) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

S : Section mouillée (m²).

Pour cela on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning-Strickler, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

Le diamètre théorique est calculé par la formule :

$$D_{th} = \left(\frac{4^{5/8} \cdot Q_t}{\pi \cdot K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

Le Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87 \cdot R_h}{n + \sqrt{R_h}}$$

n: Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

Pour les collecteurs en béton armé en prenant $n = 0,012$

La vitesse à pleine section et le débit à pleine section sont donné par les formules suivantes :

$$V_{ps} = \frac{K_s \cdot \sqrt{I} (D_c)^{2/3}}{4^{2/3}}$$

Et

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot S$$

Ensuite on calcule les rapports :

$$\text{Rapport des débits : } R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$$

$$\text{Rapport des vitesses : } R_v = \frac{V}{V_{ps}}$$

$$\text{Hauteur de remplissage : } r_h = \frac{h}{D}$$

Où :

K : coefficient de rugosité de l'ouvrage ;

Rh: Rayon hydraulique = S/P (m);

P : périmètre mouillée (m) ;

S : section mouillée (m²) ;

I : pente (m/m) ;

r_h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m) ;

Q_{ps} : Débit de pleine section (m³/s) ;

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s) ;

D_c : Diamètre normalisé de la conduite (mm)

Pour le dimensionnement de notre tunnel, nous avons élaboré **une macro** sur **Excel 2007**, qui a pour objet de faciliter la tâche de dimensionnement.

Le dimensionnement de notre tunnel sera pour un débit à l'exutoire égal à **20.76 m³/s**.

Tableau VI.1: Dimensionnement du tunnel

Q20	
DN (mm)	4500
Coef η	0.012
Section pleine	
Pente	0.003
Am	15.90
Pm	14.14
Rh	1.13
Chezy C	69.94
Vps (m/s)	4.26
Qps (m3/s)	65.85
Section partielle	
Rq	0.32
Difference	0.00
Teta (rd)	2.68
Q/Qps	0.32
V/Vps	0.89
V (m/s)	3.78
h/D	0.39
h (mm)	1 735.28
Q (m3/s)	20.76

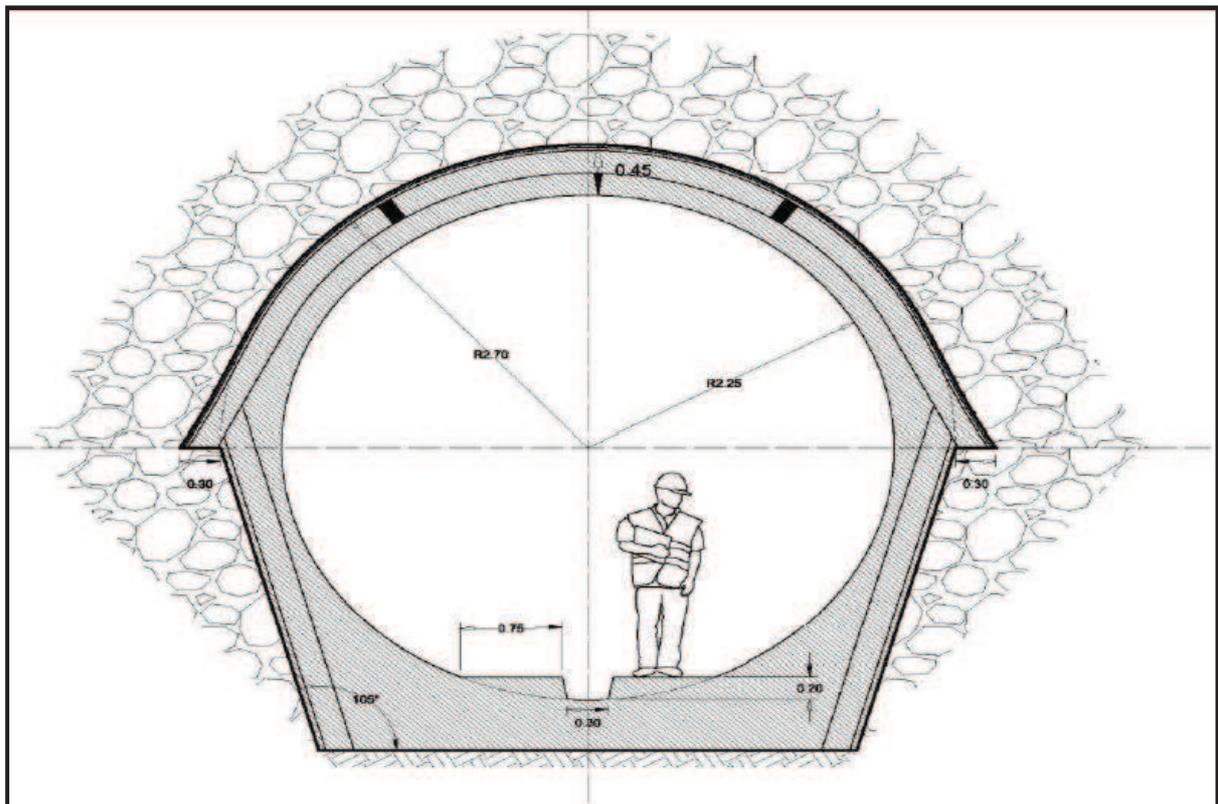


Figure VI.3: Coupe type du tunnel

VI.2 LA GEOLOGIE ET LA GEOTECHNIQUE

2.1 LA GEOLOGIE DE MASSIF

Le tunnel traverse un massif de **calabrien grés lumachellique** lustrés sur toute sa longueur. Le massif est une série de couleur jaune foncée par des grés à ciment calcaire et grés lumachellique vacuolaire. Souvent les coquilles ont été dissoutes et donnent un niveau très perméable .A la base de cette lumachelle se trouve un banc de conglomérat.

2.2 LA GEOTECHNIQUE DU SITE

Une étude géotechnique du site, est nécessaire pour déterminer les caractéristiques Physiques et mécaniques du sol. Cette étude s'effectue à l'aide de plusieurs méthodes. Ces méthodes sont connues sous le terme technique « **Reconnaissance géophysique** ». Les géotechniciens qui ont procéder à l'étude du site ont abouti aux résultats suivants :
Dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont précisées ci-après :

- Matériau : calabrien grés lumachellique
- Angle de frottement φ : 30°
- Cohésion C : 10 KN/m²
- Poids volumique γ : 20 KN/m³
- Coefficient de poisson ν : 0.3
- Module élastique E : 12 800 000 KN/m²

VI.3 PHASAGE DES TRAVAUX

3.1 TRAVAUX PREPARATOIRES

Avant d'entamer les travaux de creusement propres, des travaux préparatoires devront être réalisées, tel que les installations de chantier qui comprennent :

- routes d'accès ;
- plateforme ;
- bureaux de la direction des travaux ;
- bureaux de l'entreprise ;
- vestiaires et sanitaires ;

- locaux de séjour des ouvriers ;
- infirmerie ;
- pavillon d'information ;
- centrale à béton ;
- parc des engins ;
- dépôts, hangars et ateliers ;
- des postes de transformations et des compresseurs électriques ;
- etc.

3.2 TRAVAUX DE CREUSEMENT

Il existe plusieurs méthodes pour creuser un tunnel. On distingue deux grandes tendances :

- le creusement conventionnel (traditionnel ou excavation à l'explosif) ;
- le creusement au tunnelier.

Notre ouvrage est à faible profondeur (**31 m**) donc on évitera l'explosif, car est trop risqué surtout en zone urbaine. Alors, la méthode de creusement au tunnelier est bien meilleure que l'explosif.

On adopte pour le creusement du tunnel, la méthode d'avancement par demi-section en raison de la qualité moyenne du terrain (**Figure VI.4**). Le soutènement provisoire sera constitué de cintre avec blindage métallique.

Ce procédé consiste à diviser la section en deux parties:

- Demi-section supérieure (Voûte).
- Demi-section inférieure comportant les pénétrants et le radier (Stross).

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de pallier aux problèmes causés par la décompression du terrain. Ceci permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur.

Le creusement du tunnel se fera comme suit :

- Terrassement et blindage de la voûte à l'aide de cintres métalliques espacés d'environ **0.50m**.
- Bétonnage de la voûte immédiatement après en améliorant son assise à l'aide de débords aux pieds.
- Reprises-en sous œuvre puis terrassement du stross et des piédroits en tronçons d'environ **3 m**.
- Bétonnage des piédroits à la suite immédiate du terrassement, en apportant un soin particulier à l'endroit de la jonction de la voûte et du piédroit.
- On termine par le bétonnage du radier, lui-même en forme de voûte.

La méthode étant à demi section il est possible d'utiliser un engin de gabarit moyen du type pelle hydraulique. Dans la partie décomprimée (zone d'effondrements), nous proposons l'utilisation de voûtes parapluies qui s'apparentent à une méthode de pré soutènement.

La méthode consiste à créer une protection préalable à la future excavation par la mise en place de tubes rigides en acier ou de barres d'acier de grand diamètre, scellés dans le terrain.

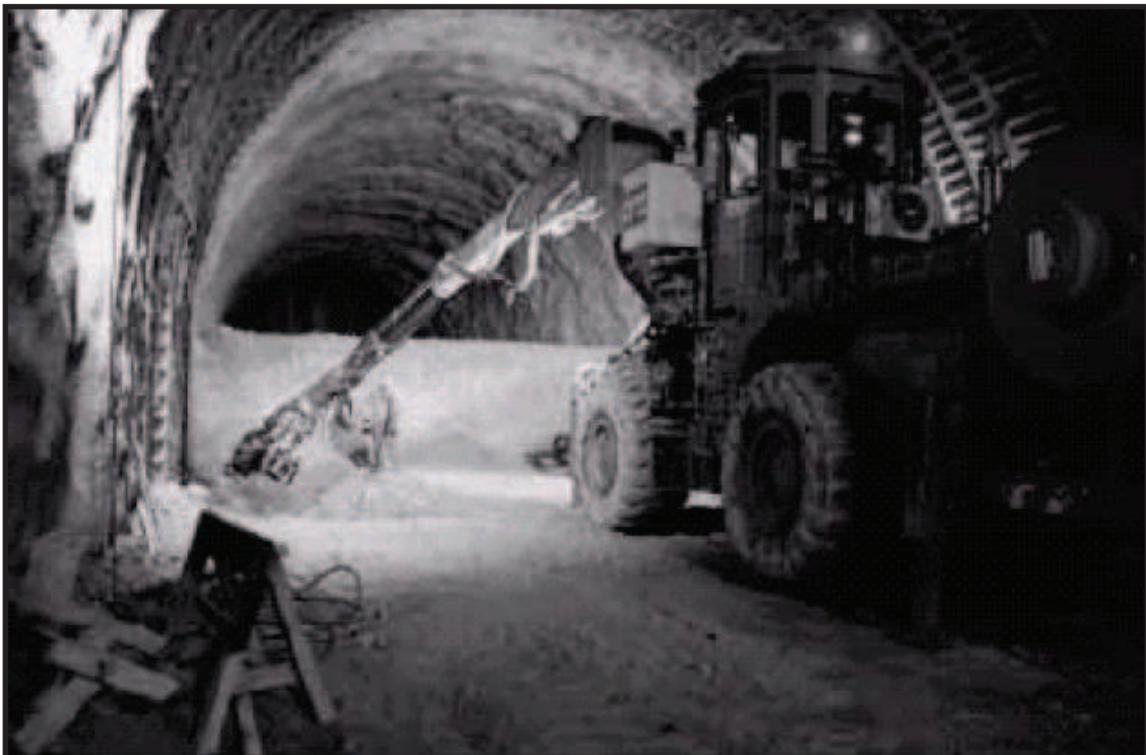


Figure VI.4 : Creusement en demi-section.

VI.4 CHOIX DE MODE DE SOUTÈNEMENT

Au stade des études préliminaires, on dimensionne les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux ; il existe de nombreuses méthodes de classifications se basant sur différents paramètres géotechniques.

But de caractérisation du massif rocheux

Le but essentiel de la caractérisation des massif rocheux est de fournir à l'ingénieur les données qualitatives et quantitatives nécessaire pour décrire la structure et évaluer les propriétés mécaniques et hydraulique des massifs à l'échelle des volumes sollicités par les ouvrages.

4.1 ROCK QUALITY DESIGNATION INDEX (DEERE, 1967)

Pour classer le rocher il faut définir certaine paramètres quantifiables, le plus utilisé est R.Q.D ; Rock Quality Designation fut proposé par D-DEERE en 1964, il est déterminer à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté c'est le pourcentage de la somme des morceaux supérieur à 10cm, sur la longueur de la passe de carottage :

$$R. Q. D = \frac{100 \times \text{longueur totale des morceaux} > 10\text{cm}}{\text{longueur de la passe de la carottage}}$$

Tableau VI.2 : classe de qualité globale du massif rocheux estimée à partir du R.Q.D d'après D.DEERE.

R.Q.D (%)	Qualité de la roche
00 - 25	Très médiocre
25 - 50	médiocre
50 - 75	moyen
75 - 90	bon
90 - 100	excellent

La détermination de cet indice à partir de sondages carottés nécessite le respect des conditions de carottage : les carottes devaient avoir un diamètre supérieur ou égale 50mm.

✚ **Classification du roche et soutènement envisageable**

Tableau VI.3 : Classification de D-DEERE

Qualité de la Roche R.Q.D	Méthode de creusement	Type de creusement		
		Cintre en acier	Boulonnage	Béton projeté
R.Q.D>90% Excellence	A: Excavation à la machine	Aucun ou occasionnel cintres légers	Aucun ou occasionnel	Aucun ou occasionnel
	B: conventionnelle	Aucun ou occasionnel cintres légers	Aucun ou occasionnel	Aucun ou occasionnel
75< R.Q.D<90% bonne	A: Excavation à la machine	Cintre légers tous les 1.5 à 1.8 m	tous les 1.5 à 1.8 m	De place en place 5 à 7 cm
	B: conventionnelle	Cintre légers tous les 1.5 à 1.8 m	tous les 1.5 à 1.8 m	De place en place 5 à 7 cm
50< R.Q.D<75% moyenne	A: Excavation à la machine	Cintre légers tous les 1.5 à 1.8 m	Tous les 1.2 à 1.8 m	7 cm à 15 cm au toit
	B: conventionnelle	Cintre légers tous les 1.2 à 1.5 m	Tous les 0.9 à 1.5 m	15 cm au plus au toit et sur les pieds droits
25< R.Q.D<50% Mauvaise	A: Excavation à la machine	Cintre moyens Tous les 0.9 à 1.2 m	Tous les 0.9 à 1.5 m	>15 cm + cintre moyens
	B: conventionnelle	Cintre moyens Tous les 0.6 à 1.2 m	Tous les 0.6 à 1.5 m	>15 cm au toit et sur les côtés +boulonnage
R.Q.D <25% Très Mauvaise	A: Excavation à la machine	Cintres moyens à lourds tous les 0.6 m	Tous les 0.6 à 1.2 m	>15 cm sur tout le pourtour
	B: conventionnelle	Cintres lourds Tous les 0.6 m	Tous les 0.9 m	>15 cm sur tout le périmètre

Remarque

Pour des raisons d'insuffisance de données géotechniques par rapport à l'étude(APS) qui a été faite par l'entreprise AGC, on ne peut pas utiliser la méthode R.Q.D qui est une méthode qualitative et quantitative à la fois, ce qui nous amène à appliquer une autre méthode qui est quantitative dite A.F.T.E.S.

4.2 CLASSIFICATION DE L'A.F.T.E.S

Elle vise à définir des paramètres quantifiables que puissent recouvrir les qu'alites de rocher, elle est largement utilisée est facilite la transmission de l'expérience, les recommandations de l'A.F.T.E.S aboutissent à un choix de type de soutènement et non à un dimensionnement.

4.2.1 Classification A.F.T.E.S selon l'état d'altération du massif**Tableau VI. 4: Classification A.F.T.E.S selon l'altérabilité**

classe	Description	Terminologie
AM1	pas de signe visible d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces discontinuités	sain
AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées mais la roche n'est que très légèrement altérée	Légèrement altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas faible	Moyennement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, et la roche est en grande petite friable	Très altéré
AM5	La roche est entièrement décomposée et très friable	Complètement altéré

4.2.2 Classification A.F.T.E.S selon le comportement mécanique du massif

a. Selon la discontinuité

❖ Nombre de discontinuité (N_i) :

N_1 : Pas de discontinuité (ou très peu)

N_2 : Une famille principale.

N_3 : Deux familles principales

N_4 : Plus de deux familles principales

N_5 : Nombreuses discontinuités

❖ Orientation de discontinuité (OR_i)

OR_1 : Discontinuité subhorizontale

OR_2 : Creusement en travers-bancs

OR_3 : Conditions intermédiaires

OR_4 : Creusement de discontinuité

❖ Espacement de la discontinuité (S_i)

S_1 : $E > 200$ cm ($R.Q.D > 90$ %) discontinuités très espacés

S_2 : 60 cm $< E < 200$ cm (75 % $< R.Q.D < 90$ %) discontinuités espacés

S_3 : 20 cm $< E < 60$ cm (50 % $< R.Q.D < 75$ %) discontinuités moyennement espacés

S_4 : 6 cm $< E < 20$ cm (25 % $< R.Q.D < 50$ %) discontinuité rapprochés

S_5 : $E < 6$ cm ($R.Q.D < 25$ %) discontinuités très rapprochés

b. Selon le comportement du massif

CN_1 : Comportement élastique

CN_2 : Comportement élastoplastique

CN_3 : Comportement plastique

c. Selon l'altérabilité-gonflement

R_1 : Les terrains susceptibles de délitage soit par action mécanique soit par modifications thermique.

R_2 : Les terrains susceptibles de dissolution sous l'action de l'eau

R_3 : Les terrains gonflants par augmentation de la teneur en eau

R_4 : Les autres terrains

d. Selon l'hydrologie (perméabilité)

K_1 : Très faible à faible ($<10^{-8}$ m/s)

K_2 : Faible à moyenne (10^{-8} à 10^{-6} m/s)

K_3 : Moyenne à forte (10^{-6} à 10^{-4} m/s)

K_4 : Forte à très forte ($> 10^{-4}$ m/s)

4.3 SOUTÈNEMENT RECOMMANDÉ PAR A.F.T.E.S

Paramètres	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			cintre		voussoirs		Tubes perforés	injection
			Ancrage ponctuel	à ancrage réparti	Barres foncés	lourds	légers	Plaque métallique	Béton		
Discontinuités	X	OK Gr-BL	OK	OK	X	+	OK BL-Cl	X	+	+	X
N_1	X	OK Gr	+	+	X		+ BP	X	+	+	X
comportement	X	OK-BL	OK BL	OK	X		OK BL-Cl	X	+	+	X
couverture	X	+			X		+	X			X
Dimension de la galerie	X	OK	+	OK	X			X			X
RECOMMANDATIONS	X	OK	+	+	X		OK BL-Cl	X	+	+	X

OK : particulièrement recommandé

+ : possible

Gr : avec grillage continu

X : impossible (nettement défavorable)

BP : avec béton projeté

Cl : avec cintre légers

✚ Recommandation de soutènement d'après l'A.F.T.E.S

La méthode de l'A.F.T.E.S préconise un soutènement à base de **béton projeté** et **cintres légers**.

VI.5 EVALUATION DES CHARGES

5.1 CONTRAINTES VERTICALES

a. La méthode de TERZAGUI

TERZAGUI admet que la masse qui entoure l'ouvrage souterraine se déplacera lors de l'excavation, cette méthode a été établie pour les tunnels construits dans des terrains granuleux, sec et sans cohésion mais la validité peut être étendue dans le cas des terrains dotés d'une cohésion.

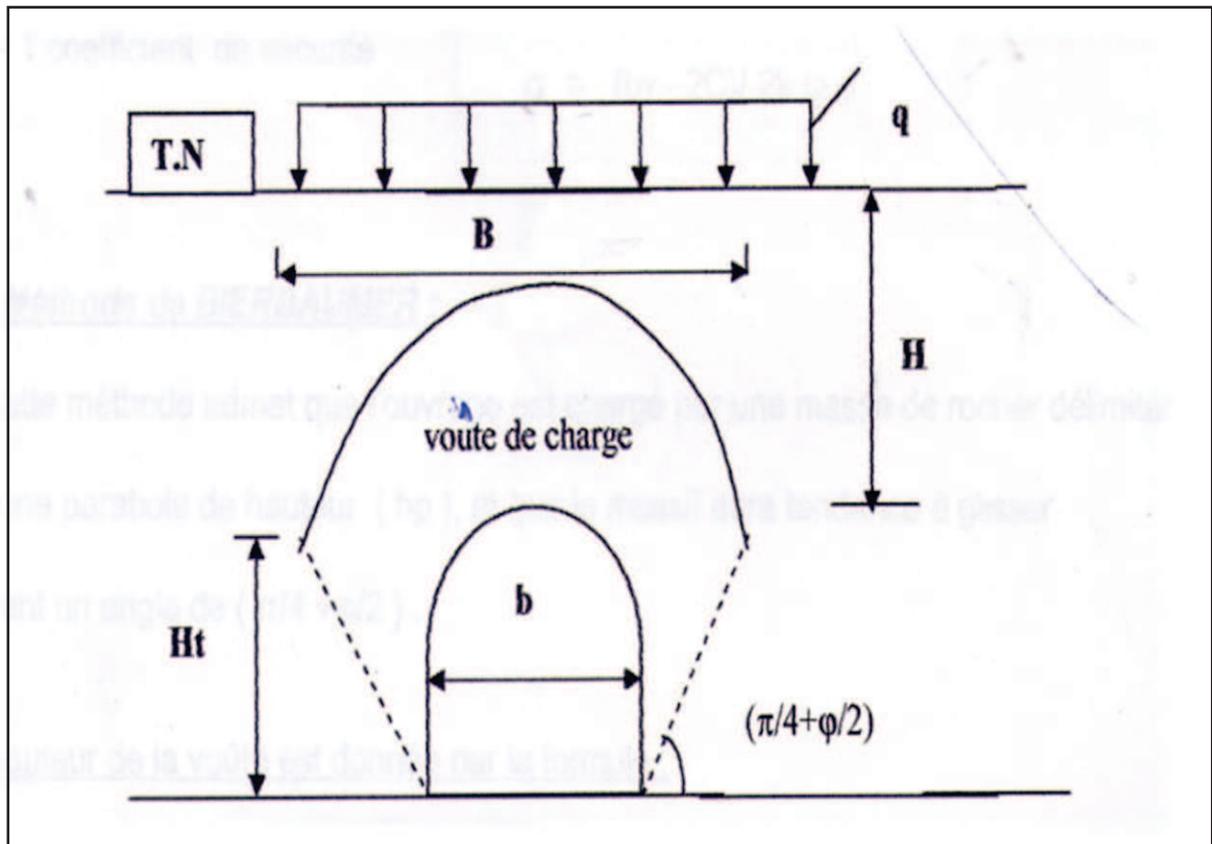


Figure VI.5: Théorie de la poussée verticale de TERZAGUI, BIERBAUMER

Avec :

- q: la surcharge en surface
- H : la couverture du terrain
- Ht : hauteur du tunnel
- B : largeur de la voute de décharge
- b : l'ouverture du tunnel

La contrainte verticale est donnée par la formule analytique suivante :

$$\sigma_v = \frac{b\gamma - 2c}{2\text{tg}\varphi} \left(1 - e^{-\frac{2H\text{tg}\varphi}{b}} \right)$$

Avec:

- $B = b + 2Ht * \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$
- $B = 6.91 \text{ m}$
- $2.5B = 17.28 \text{ m}$
- $K = 1$
- $H > 2.5B$

b. La méthode de SUQUET

SUQUET à étudié les conditions d'exécution des voutes du métro du PARIS, il a admet que le mécanisme de la stabilité serait comme suit :

Le prisme ABCD se comporte comme une voute ayant AD et BC comme culés cette voute de poids spécifique (γ) ; les caractéristiques mécaniques du sol ne sont pas tenues en compte la hauteur de la voûte de détente (h_p) est fonction de la géométrie du tunnel :

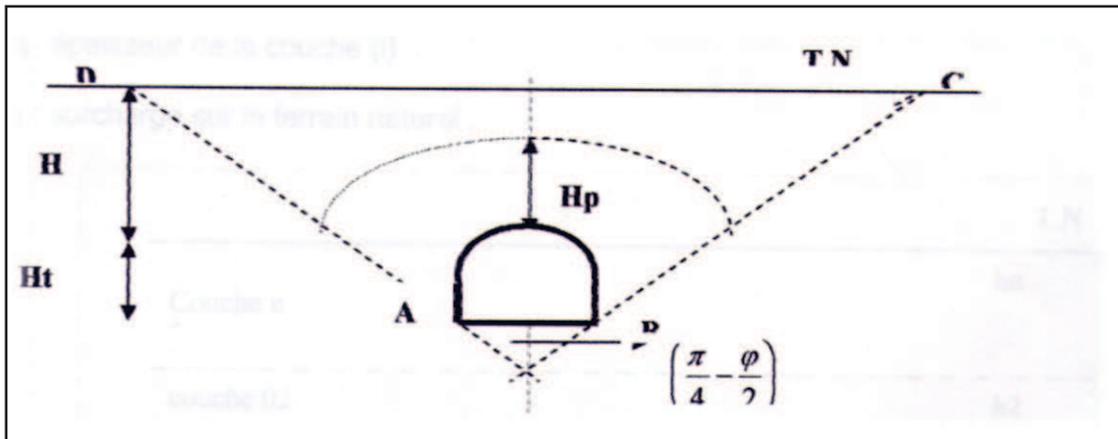


Figure VI.6 : théorie des SUQUET

Hauteur de la voute de décharge :

- $H_p = \beta H$

Avec : β est le coefficient de SUQUET :

$$\beta = 1 - \frac{2.22}{2 H t + \frac{5 * H_t^2}{12 * H} + H}$$

D'où :

$$\sigma_v = H_p * \gamma$$

c. La méthode des poids des terres

Cette théorie est valable pour des ouvrages situés à faible profondeur, elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharge se trouvant au-dessus du tunnel.

La contrainte verticale est évaluée par la relation :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

- γ_i : poids volumique de la couche(i).
- h_i : épaisseur de la couche (i).
- q : surcharge sur le terrain naturel.

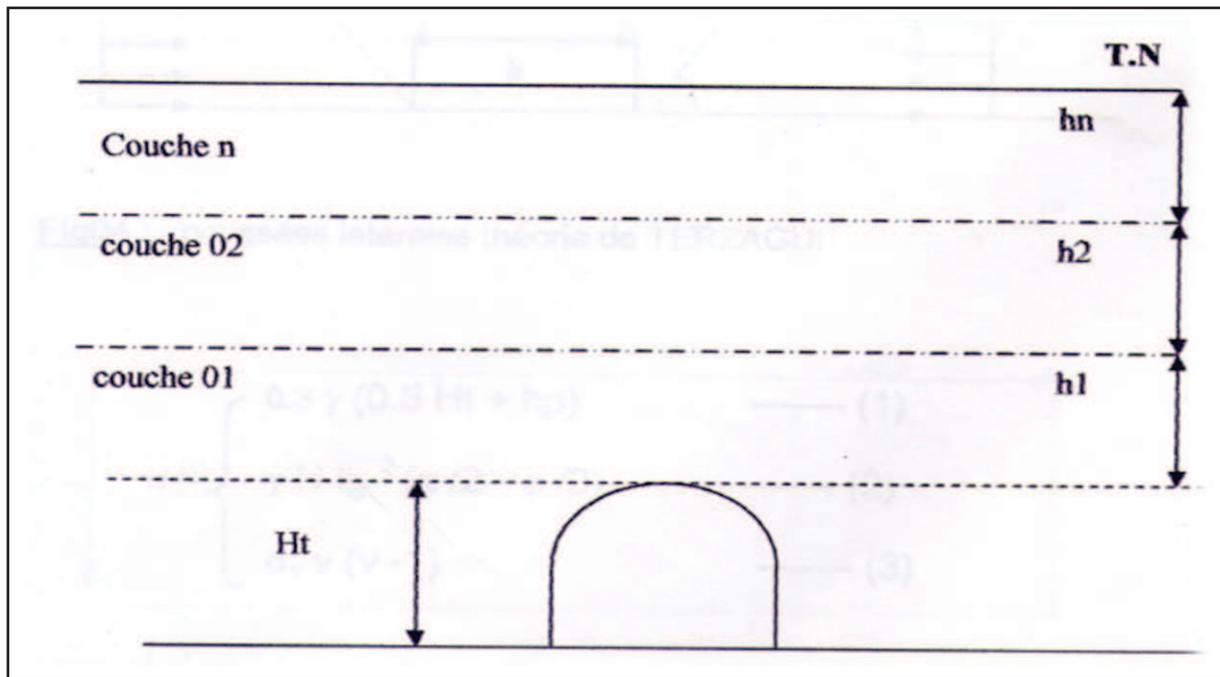


Figure VI.7 : Théorie des poids des terres

5.2 CONTRAINTES HORIZONTALES

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée engendré par la déformation.

Nous aborderons dans ce qui suit quelques méthodes qui nous permettront d'évaluer ces pressions

a. Théorie de TERZAGUI

Selon TERZAGUI, la poussée peut être approximativement calculée comme suit :

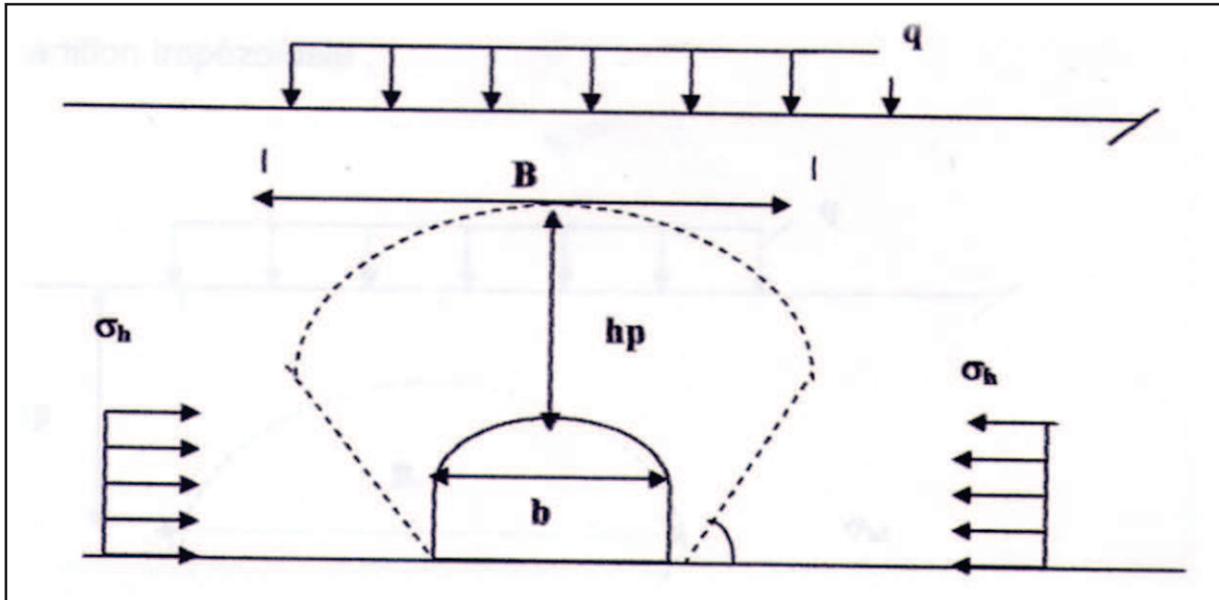


Figure VI.8 : poussées latérales théorie de TERZAGUI

$$\sigma_h \begin{cases} 0.3\gamma(0.5H_t + h_p) & \dots\dots\dots (1) \\ \gamma H \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \dots\dots\dots (2) \\ \sigma_v \nu(\nu - 1) & \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

(1) : cas général

(2): cas des terrains granuleux

(3.) : cas des roches de bonne tenue.

- La hauteur de la voûte de détente est donnée dans la formule:

$$H_p = \frac{b}{2\sin\alpha}$$

- α : angle de frottement interne du massif.

- ν : coefficient de Poisson du sol.

b. Théorie de COULOMB - RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée latérale doit être prise en considération comme étant une répartition trapézoïdale, sa grandeur devant être Déterminée à partir de la pression verticale calculée.

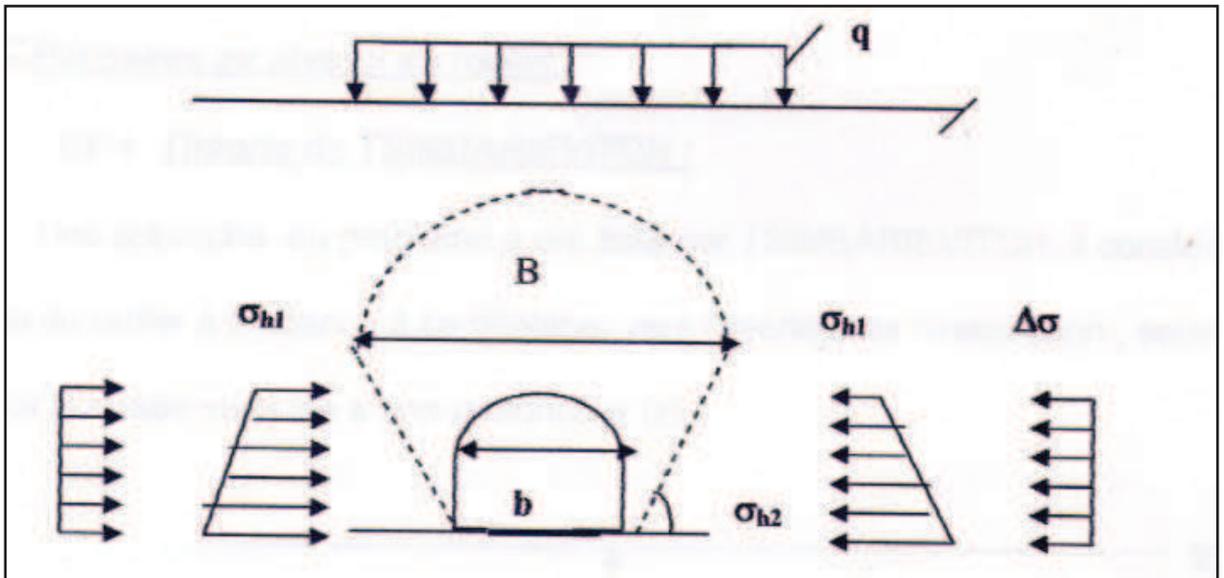


Figure VI.9 : Poussées latérales - théorie de COULOMB/ RANKINE

❖ **Pression au niveau de la calotte**

$$\sigma_{h1} = \begin{cases} K_a \sigma_v & \dots \dots \dots (1) \\ K_0 \sigma_v & \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

(1) : A court terme (soutènement provisoire)

(2): A long terme (revêtement définitif)

Avec :

- $K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$; Coefficient des poussées actives.
- $K_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)}$; Coefficient des poussées des terres au repos.
- ν : coefficient de poisson
- σ_v : Contrainte **verticale de TERZAGUI**

❖ La valeur de la poussée active des terres est prise

$$e_a = (P + \gamma * Z)K_a - 2 * CK_a^{\frac{1}{2}} \dots \dots (1)$$

Avec : $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ Coefficient de poussée.

❖ La grandeur de la butée (la poussée passive) égale

$$e_p = \gamma * Z K_p - 2 * CK_p^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ coefficient de butée

❖ Poussée des terres (P)

$$P = \sum \gamma_i h_i + q_i$$

En égalisant les deux équations (1) et (2), on obtient :

$$Z = \frac{p * k_a - 2(k_p^{\frac{1}{2}} - k_a^{\frac{1}{2}})}{\gamma(k_p - k_a)}$$

Z : profondeur qui limite les couches du terrain, qui participeront à la poussée

✚ L'effort horizontal agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p$$

Tel que :

$$\begin{cases} E_a = \frac{1}{2}(e_1 + e_2)Z \\ E_p = \frac{1}{2}(e_p)Z \end{cases}$$

$$E = \frac{\gamma * Z}{2}(Z + 2 * H) * k_a - \frac{1}{2} * \gamma * Z^2 * k_p$$

✚ L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes (T) parallèle et (S) perpendiculaire à la série des plans de glissements :

$$\begin{cases} T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \\ S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \end{cases}$$

✚ L'effort (T_0) ascendant agissant sur le radier est donnée par :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos\varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La résultante T_a dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge (Q), soit par une contre voûte du radier ; la surcharge (Q) doit être répartie sur une longueur (Y) calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

✚ Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

 Vérification de non-soulèvement

Il faudra s'assurer que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donnée par la relation :

$$\frac{T_0}{Y} \leq 4 * C \frac{(2+\sin\varphi)\cos\varphi}{1-\sin\varphi} = \sigma_{lim}$$

VI.6 APPLICATION : EVALUATION DES CHARGES**6.1 CONTRAINTES VERTICALES**

- C : 10 KN/m²
- φ : 30°
- γ : 20 KN/m³

 Géométrie du tunnel

- b : 4.5 m
- Ht : 4.5m

Note : les contraintes verticales évaluées par les différentes théories sont données tous les 50 mètres.

Tout calcul fait on aura les résultats suivants

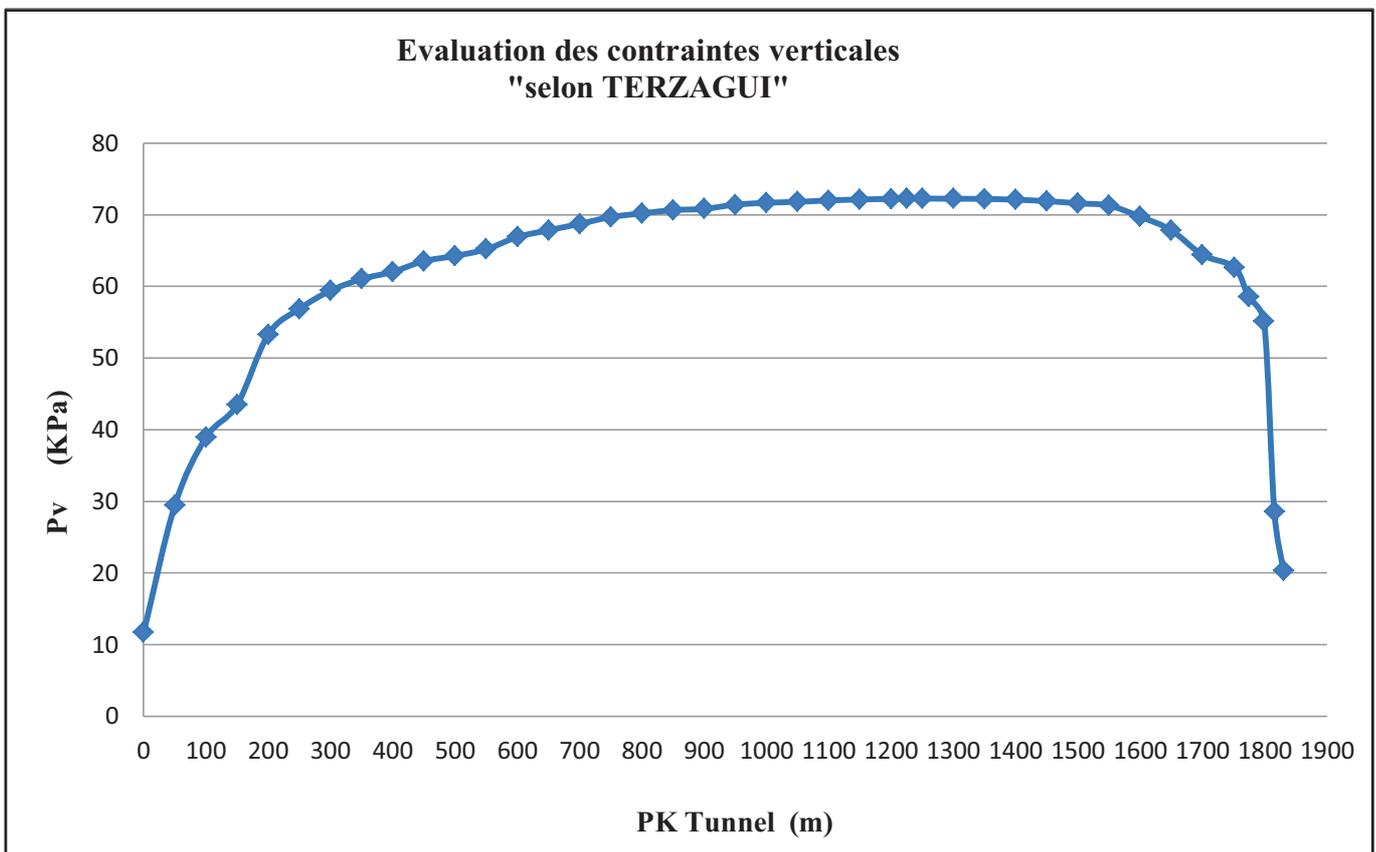
Tableau VI.5 : Evaluation des contraintes verticales selon les formules empiriques.

PK Tunnel	H (m)	TERZAGUI	SUQUET	POIDS DES TERRES
0	1.05	11.69	17.13	21
50	3.11	29.45	51.4	62.2
100	4.59	38.92	77.29	91.8
150	5.46	43.49	92.87	109.2
200	7.91	53.29	137.75	158.2
250.02	9.13	56.87	160.52	182.6
300	10.18	59.41	180.29	203.6
350	10.96	61.03	195.05	219.2
400	11.51	62.06	205.5	230.2
450	12.41	63.54	222.67	248.2
500	12.9	64.26	232.04	258
550	13.61	65.2	245.66	272.2
600	15.16	66.91	275.5	303.2
650	16.22	67.84	295.99	324.4
700	17.44	68.73	319.65	348.8
750	19.1	69.69	351.94	382
800	20.22	70.2	373.78	404.4
850	21.44	70.66	397.63	428.8
900	22	70.84	408.59	440
950	24.27	71.42	453.1	485.4
1000	25.67	71.68	480.6	513.4
1050	26.5	71.81	496.93	530
1100	28.07	72.01	527.85	561.4
1150	29.41	72.15	554.27	588.2
1200	30.29	72.22	571.63	605.8
1225.3	30.76	72.25	580.91	615.2
1250	30.96	72.27	584.86	619.2
1300	30.64	72.24	578.54	612.8
1350	30.32	72.22	572.22	606.4
1400	28.99	72.11	545.98	579.8
1450	27.24	71.91	511.5	544.8
1500	25.23	71.61	471.95	504.6
1550	23.66	71.28	441.12	473.2
1600	19.2	69.74	353.89	384
1650	16.23	67.85	296.18	324.6
1700	13.01	64.41	234.15	260.2
1751.56	11.85	62.64	211.98	237
1774.08	9.79	58.52	172.93	195.8
1798.94	8.5	55.11	148.74	170
1815.41	2.99	28.58	49.34	59.8
1830.05	1.96	20.3	31.97	39.2

Remarque

- vu la divergence des résultats obtenus des méthodes, le choix de la méthode la plus proche de la réalité s'impose.
- l'excavation d'un ouvrage souterrain perturbe une partie du massif, celle qui est proche de l'ouvrage, ce qui élimine la méthode des poids des terres.
- la méthode de **TERZAGUI** prend en considération les caractéristiques du massif et la géométrie du tunnel (φ , C , γ , H , H_t , b)
- la formule de SUQUET est calculée seulement en fonction de la hauteur du tunnel (H_t) et de la convergence (H).

Donc le choix de la méthode empirique sera celle de **TERZAGUI**.



Graphe VI.1: Evaluation des contraintes verticales (Pv)

6.2 CONTRAINTES HORIZONTALES

Pour le calcul des poussées horizontales on prend en compte deux points du tracé ; l'un correspond à la maximale « **30,96m** » l'autre à la plus faible couverture « **5,46 m** ». La méthode la plus utilisée est la suivante :

✚ Méthode de COULOMB-RANKINE

PK (m)	H (m)	P _v (Kpa)	cas de soutènement	
			σ _{h1} (Kpa)	σ _{h2} (Kpa)
150	5,46	43,49	2,98	3,91
1250	30,96	72,27	30,97	31,90

6.3 POUSSEES AU NIVEAU DE RADIER

✚ Méthode de TISMBARIEVITCH

$$K_a = 0.06853892$$

$$K_p = 1.71347299$$

$$K_0 = 0.42857143$$

PK (m)	Z(m)	E(KN)	T(KN)	S(KN)	T ₀ (KN)	Y(m)	σ(Kpa)	σ _{lim} (KPa)
150	-0,41	-5,82	-5,04	-2,91	-3,68	-0,71	5,20	69,28
1+250	0,65	20,71	17,93	0,33	13,11	1,13	11,58	207,85

VI.7 METHODE CONVERGENCE –CONFINEMENT

La méthode convergence confinement est une méthode de calcul simple mais largement suffisante dans bien des cas. Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie de comportement mécanique éventuelle et l'anisotropie des contraintes géostatiques (elle suppose une symétrie de révolution de ces conditions autour de l'axe de la galerie), elle permet par contre de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe rocher - soutènement, à savoir :

- La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps ;
- La raideur du soutènement ;
- Enfin, la déformation que le massif rocheux a déjà atteint lors de la mise en place du soutènement.
- En outre cette méthode de calcul a l'intérêt de pouvoir se présenter graphiquement de façon simple.

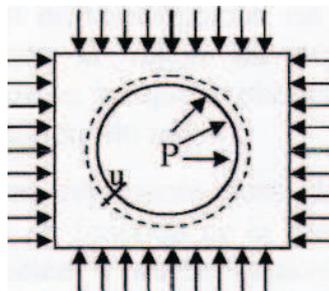


Figure VI.11: Galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope.

La méthode oriente, au stade de l'avant-projet, le choix des caractéristiques de soutènement et donne l'ordre de grandeur des déformations à attendre. Elle permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré. La méthode convergence confinement s'est développée parallèlement à l'utilisation de la « Nouvelle méthode autrichienne » (ou « Méthode de creusement avec soutènement immédiat » selon les recommandations de l'AFTES) qui assure la participation effective du terrain à sa propre stabilité.

Le but du soutènement ne consiste généralement pas en effet à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité mais à limiter celle-ci ainsi que l'extension de la zone dite plastique pour aboutir à un équilibre satisfaisant.

La méthode de dimensionnement par la convergence confinement permet ainsi une optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement, et associée à l'auscultation pendant les travaux, elle autorise le contrôle et l'adaptation du projet aux conditions effectivement rencontrées sur le site.

7.1 PRESENTATION DE LA METHODE CONVERGENCE - CONFINEMENT

Généralités:

Nom:	convergence-confinement
Epoque de présentation:	1980
Hypothèses Type de milieu :	Continu, homogène et isotrope
Contrainte :	Uniforme, hydrostatique
Section tunnel :	Circulaire
Comportement :	Elasto-plastique
Profondeur relative :	Elevée

7.2 PRINCIPES GENERAUX DE LA METHODE

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope σ_0 . La cavité est pré excavée et supposée remplie de liquide à une pression P correspondant à l'état initial σ_0 . Le déplacement μ de la paroi de la cavité est nul (point A de la **Figure VI.12**). En diminuant la pression P , on provoque un déplacement radial μ correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

Dans un première temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression-déplacement suit $p=f(\mu)$ est linéaire du point A au point B. dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation, C'est la portion BC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique du massif excavé ».

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements (μ fini pour $P=0$), la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps). Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique $P=0$ est grande ou lorsque phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieure du massif.

Sur le même graphique on représente aussi la courbe $P=f(\mu)$ reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure P qui y est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement ». Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire. sa courbe caractéristique est une droite.

Parce qu'il n'est mis en place qu'un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà μ_{s0} (point O). Le point D, à l'intersection des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre. Nous voyons qu'en fonction du moment de la mise en place du revêtement, beaucoup d'autres points de la courbe caractéristique ABC peuvent être point d'équilibre.

La pression sur le revêtement au point D doit être comparée à la pression au point M qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement, pression à calculer en fonction des caractéristiques de rupture de celui-ci. L'influence du temps (fluage-viscosité du terrain) s'exprime de la même façon par des courbes du type 2 et 3. Si le temps ne joue pas sur les caractéristiques du revêtement, les points D2 et D3 sont respectivement les points d'équilibre au temps t et au temps infini.

N.B : On appelle convergence, le rapprochement des parois du tunnel, soit le double du déplacement radial

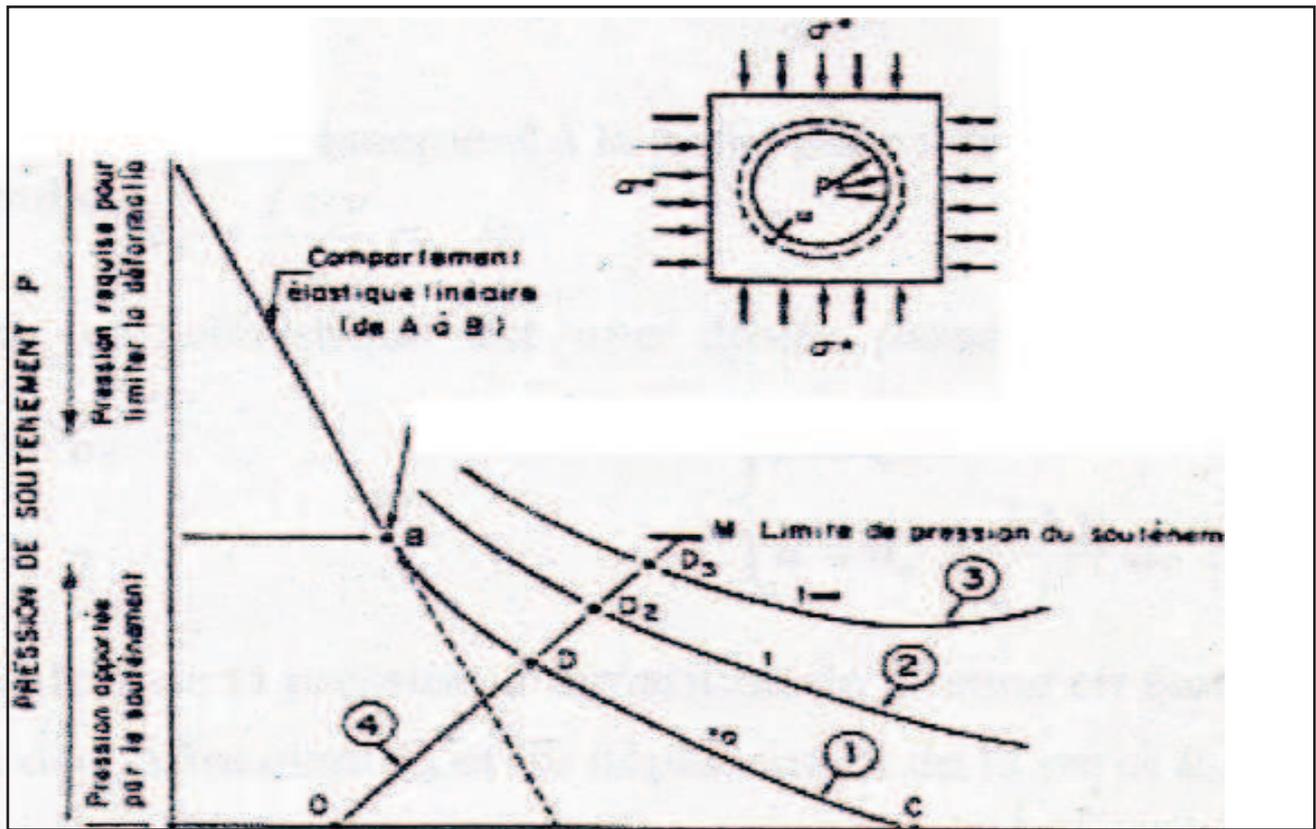


Figure VI.12: Courbes caractéristiques d'une excavation circulaire et de son soutènement

7.3 TRACE DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN

Hypothèses simplificatrices, notions et définitions :

✚ Tunnel de section circulaire (R, rayon de l'excavation)

✚ Massif homogène et isotrope, habituellement caractérisé par :

E, ν : module de déformation et coefficient de poisson dans la phase de comportement élastique.

C, ϕ : cohésion et angle de frottement.

R_c, K_p : résistance à la compression simple et coefficient de butée.

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

Avec :

$$R_c = \frac{2 * C * \cos\theta}{1 - \sin\varphi}$$

✚ Contrainte initiale homogène et isotrope σ_0 .

7.4 ETAPES DE CALCUL

✚ **Etape1: courbe caractéristique du terrain**

Données types : R (rayon de l'excavation)

- ❖ Caractéristiques élastiques de la roche $\left\{ \begin{array}{l} E \\ \nu \\ R_c \end{array} \right.$
- ❖ Caractéristique de cisaillement de la roche $\left\{ \begin{array}{l} \varphi \\ K_p \end{array} \right.$
- ❖ γ : Poids volumique de la roche.
- ❖ σ_0 : Contrainte initiale du massif.

Etapes de calcul

- ❖ Si $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$, calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nulle

$$\mu_e = \frac{1+\nu}{E} * \sigma_0 * R$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées.

$$\left\{ \begin{array}{l} P = \sigma_0 \\ \mu = 0 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} P = 0 \\ \mu = \mu_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 * R \end{array} \right.$$

- ❖ Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$, calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture P_a taux de déconfinement λ_a et du déplacement de la paroi μ_a correspondant:

$$P_a = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) (1 - \sin \phi)$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} \quad \text{Et} \quad \mu_a = \lambda_a * \mu_e$$

- pour $P_a < P < \sigma_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite.
- Pour $P < P_a$ calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

✚ Etape 2: Analyse de la convergence en fonction de la distance au front de taille

Elle consiste à étudier la variation de la convergence du terrain ou celle de la pression fictive de soutènement pour une position fixe du front de taille, et permet surtout de déterminer la convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement ; cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement μ_{s0} , telque $\mu_{s0} = \lambda * \mu_e$

L'analyse est effectuée suivant le graphe proposé par M. Panet (**Figure VI.13**). ce graphique indique la valeur du taux de déconfinement λ en fonction de la distance au front de taille X.

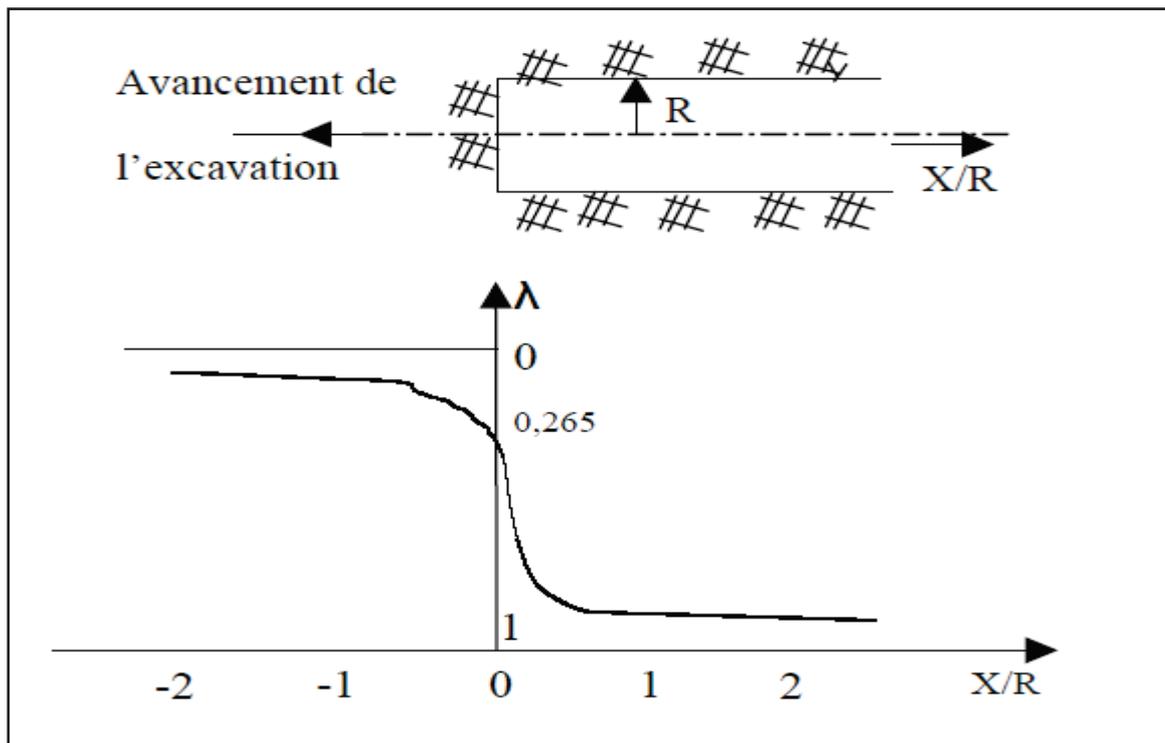


Figure VI.13: Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance X du front (d'après M. Panet).

✚ Etape 3 : courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement ou d'un revêtement K_s et sa pression maximale (état limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe suivant l'équation :

$$\Delta P = \frac{k_s}{R} \Delta u$$

Avec :

- R : rayon de l'excavation.
- U: le déplacement radial correspondant.
- P : la pression exercée.

❖ Pour le béton projeté (revêtement mince)

$$K_S = K_b = \frac{E_b * e}{R} \quad \text{Et} \quad P_b^{max} = \frac{\bar{\sigma}_b * e}{R}$$

- E_b : Module de YOUNG du béton
- e : épaisseur du revêtement.
- $\bar{\sigma}_b$: Contrainte limite admissible du béton.

❖ Pour un cintre métallique calé à la paroi

$$K_S = K_c = \frac{E_a * A_s}{e * R} \quad \text{et} \quad P_c^{max} = \frac{A_s * \sigma_e}{e * R}$$

Avec :

- E_a : Module d'élasticité de l'acier.
- A_s : Section du cintre.
- σ_e : Résistance de l'acier.
- e : espacement longitudinal entre les cintres.

❖ Pour un soutènement combiné

On admet que la raideur d'un système de soutènements combinés est égale à la somme des raideurs de chaque soutènement.

$$K_S = K_{s1} + K_{s2}$$

- K_{s1} : Raideur du premier soutènement.
- K_{s2} : Raideur du second soutènement.

Si l'on appelle μ_{s1} le déplacement radial qui s'est produit lorsque le premier élément commence à se mettre en charge, et μ_{s2} le déplacement radial correspondant au début de la mise en charge du deuxième type de soutènement, la courbe de confinement est définie par :

$$\mu = \mu_{s02} + \frac{R}{K_{s1} + K_{s2}} P \quad \text{pour} \quad \mu_{s01} < \mu < \mu_{s02}$$

$$\mu = \mu_{s01} + \frac{R}{K_{s1}} P \quad \text{pour} \quad \mu > \mu_{s02}$$

La pression ultime de confinement est la somme de la pression ultime de confinement du premier soutènement et des pressions partielles de confinement apportées par les autres éléments dans l'état de déformation correspondant.

Etape 4 : Equilibre final

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression de soutènement à l'équilibre. Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé.

Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptable et des couts directs et indirects correspondante à chaque mode d'exécution.

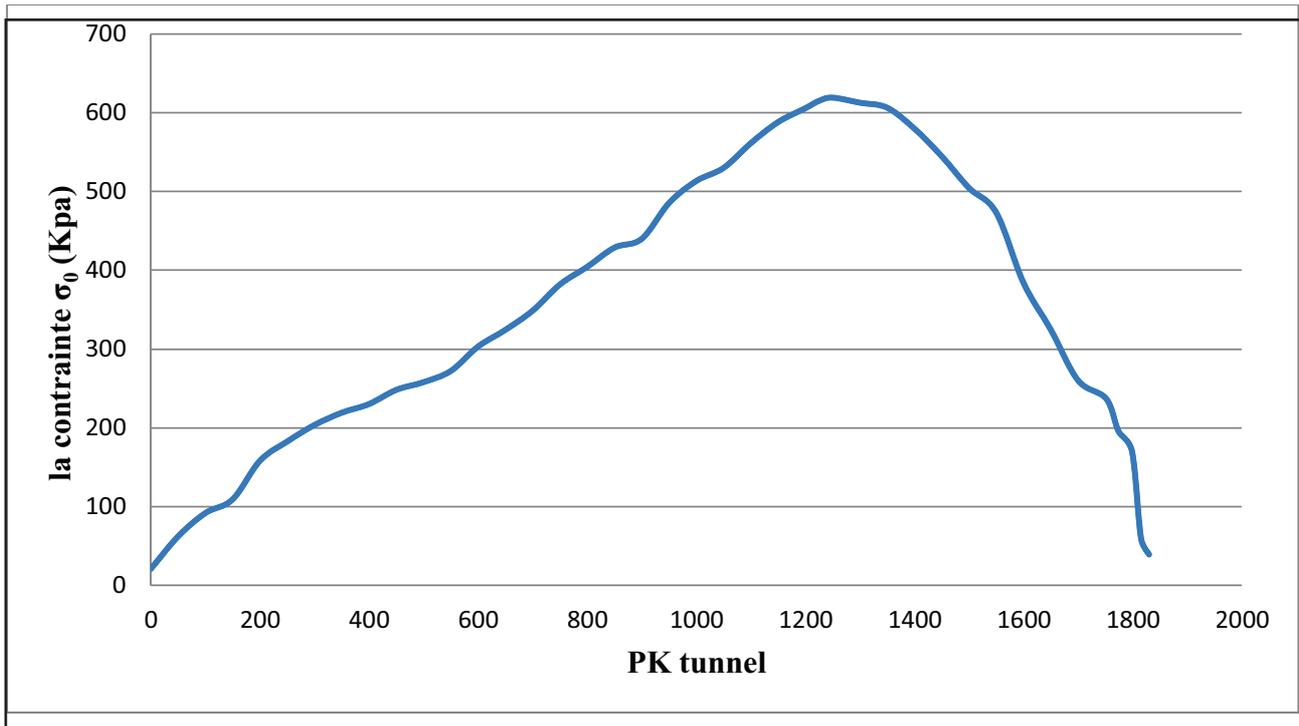
VI.8 EVALUATION DE LA CONTRAINTE ISOTROPE DU TERRAIN σ_0

Les valeurs de σ_0 tous les cinquante mètres sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.6: Evaluation de la contrainte isotrope le long du tunnel.

unités	(m)	KPa
PK Tunnel	Hauteur de la couche clabrien grés lumachellique	valeur de la contrainte σ_0
0	1,05	21
50	3,11	62,2
100	4,59	91,8
150	5,46	109,2
200	7,91	158,2
250,02	9,13	182,6
300	10,18	203,6
350	10,96	219,2
400	11,51	230,2
450	12,41	248,2
500	12,9	258
550	13,61	272,2
600	15,16	303,2
650	16,22	324,4
700	17,44	348,8
750	19,1	382
800	20,22	404,4
850	21,44	428,8
900	22	440
950	24,27	485,4
1000	25,67	513,4
1050	26,5	530
1100	28,07	561,4

unités	(m)	KPa
PK Tunnel	Hauteur de la couche clabrien grés lumachellique	valeur de la contrainte σ_0
1150	29,41	588,2
1200	30,29	605,8
1225,3	30,76	615,2
1250	30,96	619,2
1300	30,64	612,8
1350	30,32	606,4
1400	28,99	579,8
1450	27,24	544,8
1500	25,23	504,6
1550	23,66	473,2
1600	19,2	384
1650	16,23	324,6
1700	13,01	260,2
1751,56	11,85	237
1774,08	9,79	195,8
1798,94	8,5	170
1815,41	2,99	59,8
1830,05	1,96	39,2



Graphe VI.2 : Evolution des contraintes isotropes dans le terrain

A partir des valeurs de ce tableau nous obtiendrons un graphique indiquant l'évolution de la contrainte isotrope dans le terrain (**Graphe VI.2**) ; et on en déduira que l'application de la méthode convergence confinement se fera au **PK 1+250** où la contrainte isotrope du terrain σ_0 est maximale et vaut **619,2KPa**, avec une hauteur de la couverture égale à **30,96m**.

8.1 ETAPES DE CALCUL

➤ Courbe caractéristique du terrain (Graphe VI.3)

- * Module élastique du terrain $E = 12\,800\,000\text{ KN/m}^2$
- * Coefficient de Poisson du terrain: $\nu = 0,30$
- * Résistance à la compression: $R_c = 34,6\text{ KN/m}^2$
- * Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$
- * Rayon de l'excavation : $R = 2,75\text{ m}$
- * La contrainte isotrope initiale du terrain: $\sigma_0 = 619,2\text{ KPa}$

On a :

Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2} = 17,30 \Rightarrow$ La déformation du terrain s'opère de façon élastique tant

que la pression fictive du soutènement reste supérieure à la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture (zone plastique) « P_a ».

$$P_a = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) (1 - \sin \phi) = \left(619.2 - \frac{34.6}{2} \right) (1 - \sin(30)) = 300.95 \text{ KPa}$$

❖ **Taux de déconfinement à l'apparition de la zone plastique (λ_a)**

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{619.2 - 300.95}{619.2} = 0.514$$

❖ **La convergence élastique (μ_e)**

$$\mu_e = \frac{1+\nu}{E} * \sigma_0 * R = \frac{1+0.3}{12800000} * 619.2 * 2.75 = 0.0002$$

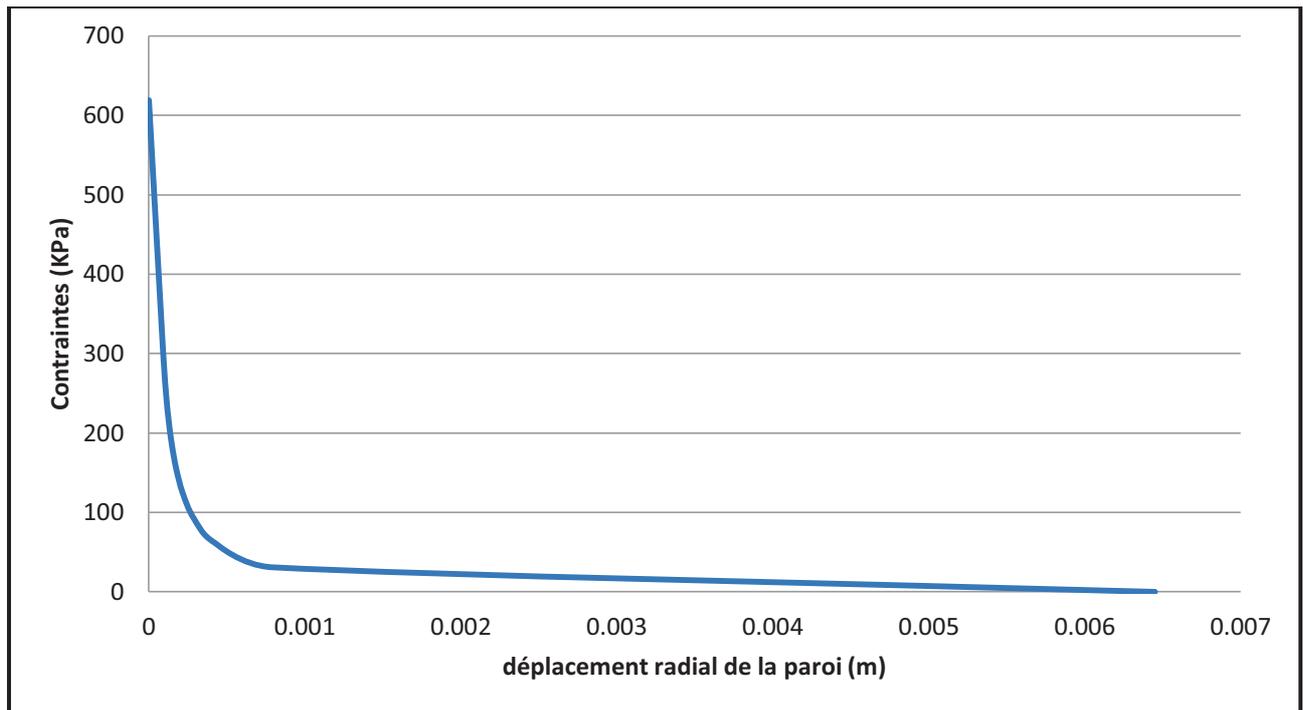
❖ **Déplacement radial de la paroi à l'apparition de la zone plastique (μ_a)**

$$\mu_a = \lambda_a * \mu_e = 0.514 * 0.0002 = 0.0001 \text{ m}$$

$P_a \leq P \leq \sigma_0 \Rightarrow$ la courbe est un segment de droite :

$$P = u \operatorname{tg} \theta + 619.2$$

U (m)	P (KPa)
0	619.2
0.0001	300.95



Graphe VI.3: Courbe caractéristique du terrain

✚ Analyse de la convergence en fonction de la distance au front de taille

Les caractéristiques géotechniques de calabrien grès lumachellique sont de moyennes à mauvaises, qui est peu favorable au creusement. Pour ne pas prendre de grands risques d'éroulement et surtout d'effritement du terrain, tout en prenant en compte le facteur économique et du temps ; on fixe la distance X au front de taille à **0.5 m**, on aura alors :

$$\frac{X}{R} = \frac{0.5}{2.75} = 0.1818$$

D'après le graphique de **Panet** cette valeur correspond à : **$\lambda = 0.58$**

D'où : $U_{s0} = 0.55 (0.0002)$ \longrightarrow $U_{s0} = 0.0001 \text{ m}$

➤ **Courbe caractéristique du soutènement (Graphe VI.4)**

✚ Cintre métallique calé à la paroi

Le cintre que nous allons utiliser est un **HEB 200**.

Tableau VI.7 : les caractéristiques du cintre métallique

Caractéristique HEB200	Valeur	Unité
Section du cintre A_s	$78.1 \cdot 10^{-4}$	m^2
Résistance de l'acier σ_e	235000	KPa
Module d'élasticité de l'acier E	$20 \cdot 10^7$	KPa
Espacement des cintres a	0.5	m

$$\text{Raideur du cintre : } K_C = \frac{E \times A_s}{a \times R} = \frac{20 \times 10^7 \times 78.1 \times 10^{-4}}{0.5 \times 2.75} \rightarrow K_C = 1136000 \text{ KPa}$$

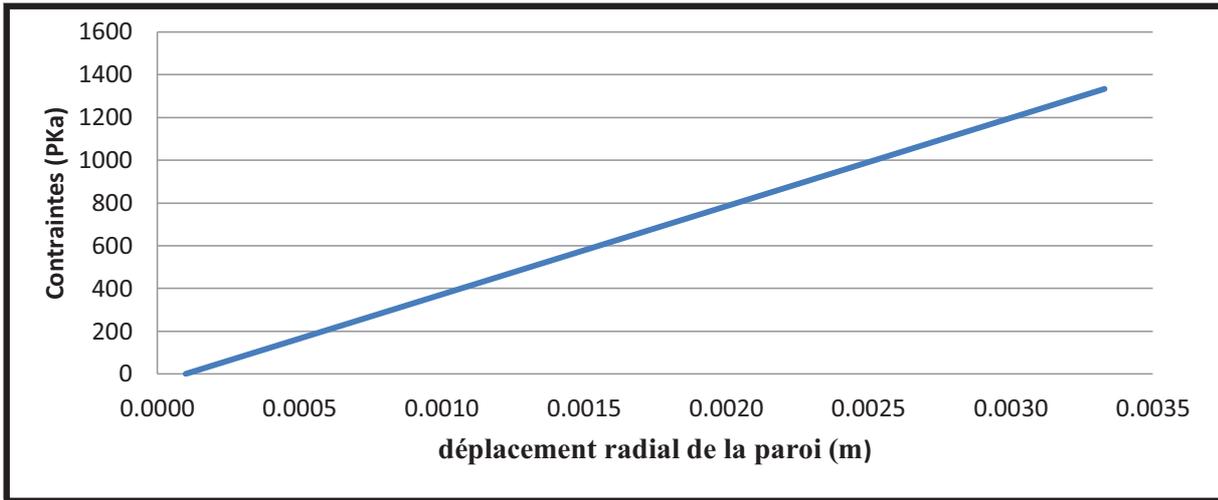
❖ **Pression maximale du soutènement**

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \times \sigma_e}{R \times a} = \frac{78.1 \times 10^{-4} \times 235000}{0.5 \times 2.75} \rightarrow P_c^{\max} = 1334.80 \text{ KPa}$$

L'équation de la courbe de confinement du cintre

$$P_c = \frac{K_c}{R} (u - 0.0001) \text{ Avec } 0.0001 \text{ m} \leq u \leq 0.0033 \text{ m}$$

U (m)	p_c (KPa)
0.0001	0
0.0033	1334.8



Graph VI.4 : courbe caractéristique du soutènement

Il est nécessaire de renforcer le cintre métallique avec un revêtement en béton projeté, vu son rôle important dans le contact direct avec les parois du terrain en colmatant ses fissures, et aussi son grand apport au confinement.

➤ **Soutènement composite (cintre + béton projeté) (Graph VI.5)**

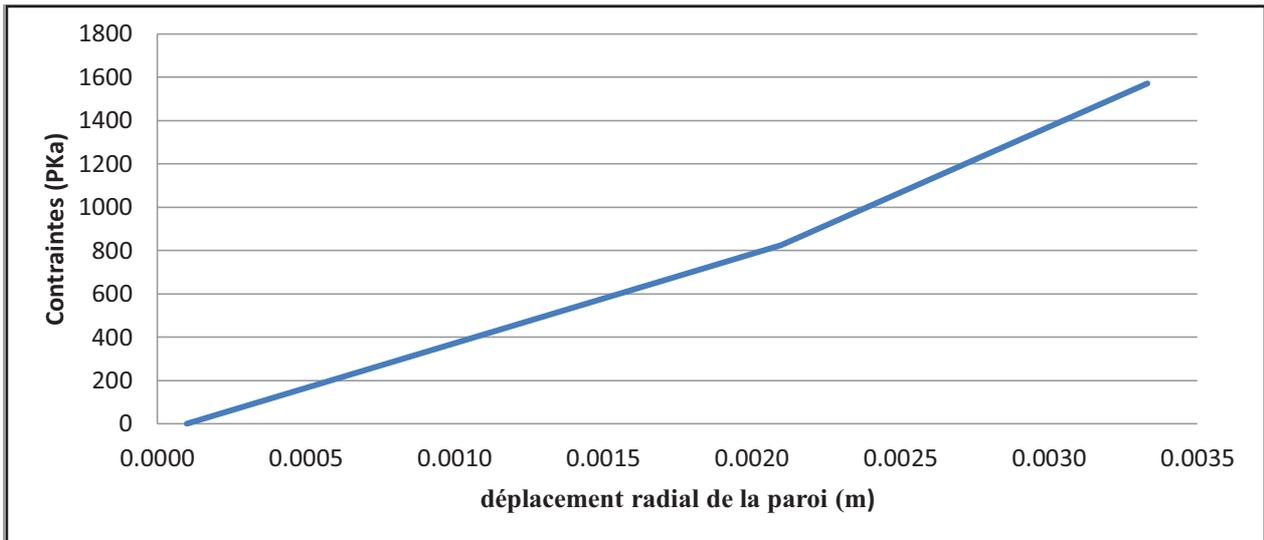
La courbe de confinement de cette combinaison de soutènement est défini par les équations ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } 0.0001 \leq U \leq U_{s02} : P_1 = P_c = \frac{K_c}{R} (U - 0.0001) \\ \text{Pour } U_{s02} \leq U \leq 0.0033 : P_2 = \frac{K_c + K_b}{R} (U - U_{s02}) + P_1(U_{s02}) \end{array} \right.$$

Le revêtement sera mis en place après la pose des cintres, et pendant ce temps le déplacement radial de la paroi du tunnel aura augmenté d'une valeur s_u appelée « interstice de pose ». Vu l'inexistence de lois permettant de déterminer cette valeur, on suppose que : $s_u = 0.002$ m.

On aura alors : $u_{s02} = u_{s01} + s_u = 0.0001 + 0.002$

$U_{s02} = 0.0021$ m (déplacement radial du terrain au moment de la projection du béton)



Graph VI.5 : la courbe caractéristique du soutènement composite (cintre et béton projeté)

➤ **Béton projeté**

- Module de young : $E_b = 7000000 \text{ KPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.2$
- Epaisseur du béton projeté : $e = 0.2 \text{ m}$
- Résistance du béton a 28j (f_{c28}) = 25 MPa
- Contrainte limite admissible du béton : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ KPa}$

❖ **Raideur du béton projeté**

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1-\nu^2) \times R} = \frac{7 \times 10^6 \times 0.2}{(1-0.2^2) \times 2.75} \quad K_b = 530303,03 \text{ KPa}$$

❖ **Pression maximale du revêtement**

$$P_b^{\max} = \frac{\bar{\sigma}_b \times e}{R} = \frac{15 \times 0.2}{2.75} \quad P_b^{\max} = 1090.9 \text{ KPa}$$

La courbe caractéristique du béton projeté est défini par :

$$P_b = \frac{K_b}{R} (U - 0.0021)$$

$$0.0021 \text{ m} \leq U \leq 0.00934 \text{ m}$$

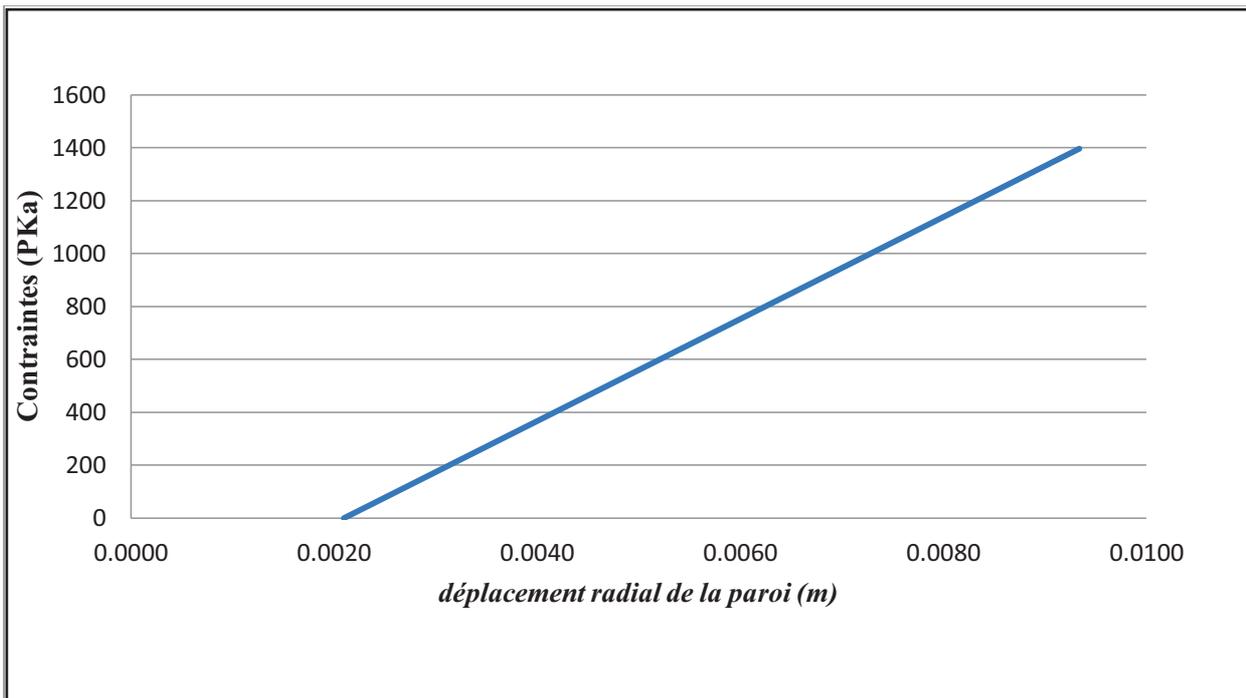
Le soutènement composite a une raideur : $K_s = K_c + K_b$

➡ $K_s = 1666303,03 \text{ KPa}$

Et une pression ultime de confinement : $P^{\max} = 1572,23 \text{ KPa}$

❖ La courbe caractéristique du béton projeté (Graphe VI.6)

U (m)	P (KPa)
0.0021	0.000
0.00776	1090.9



Graphe VI.6 : La courbe caractéristique du béton projeté

✚ Equilibre final

On pose P_s , la pression à l'équilibre terrain-soutènement, et u_s , le déplacement radial de la paroi du tunnel. En ce point, on aura l'égalité suivante :

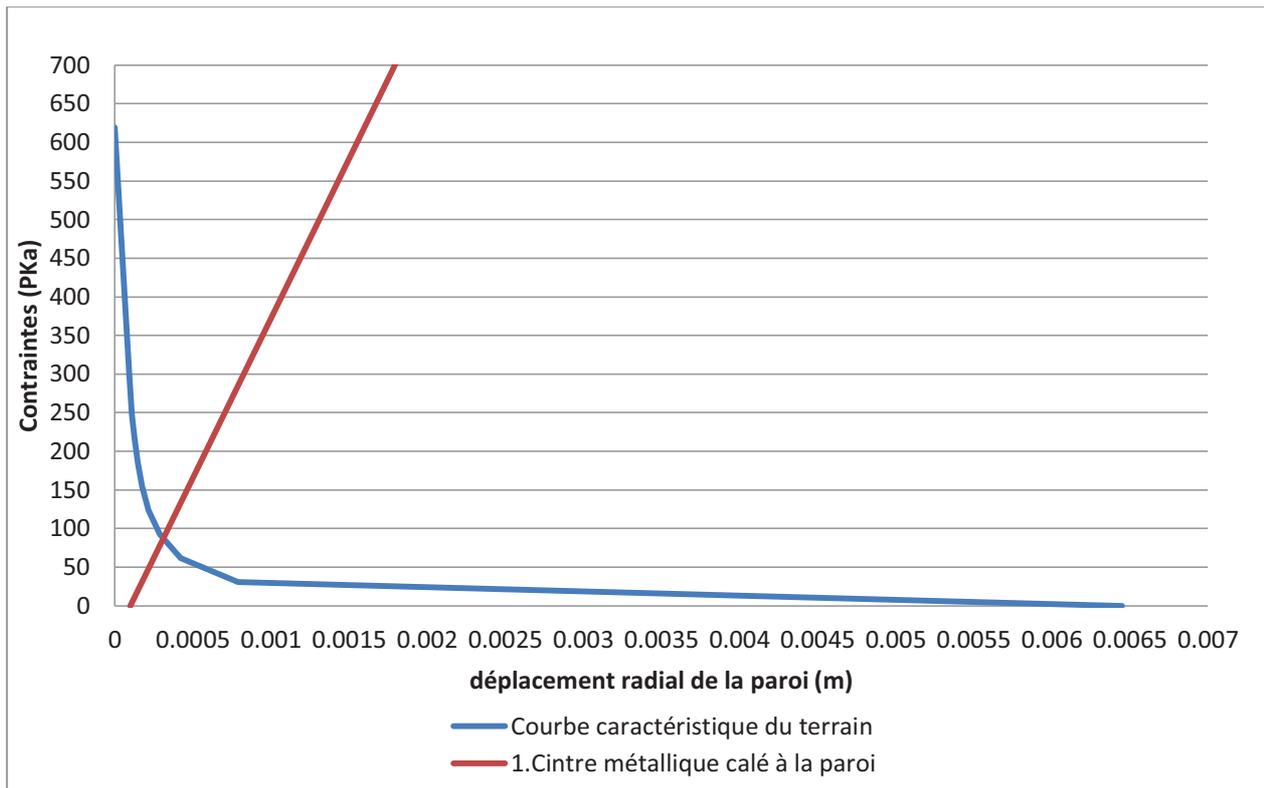
$$P_s = P_{\text{soutènement}} = P_{\text{terrain}}$$

$$\longrightarrow \frac{K_s}{R} (u_s - 0.0021) + P_{c(0.0021)} = (-27573.91) \times u_s + 1902.6$$

A l'équilibre:

$$u_s = 0.00040 \text{ m} \quad \text{et} \quad P_s = 80 \text{ KPa}$$

Vérification du soutènement : $P_s = 80 \leq P^{\text{max}} = 1572,23 \text{ KPa}$



Graph VI.7 : Courbe caractéristique terrain cintre métallique

❖ **Commentaire**

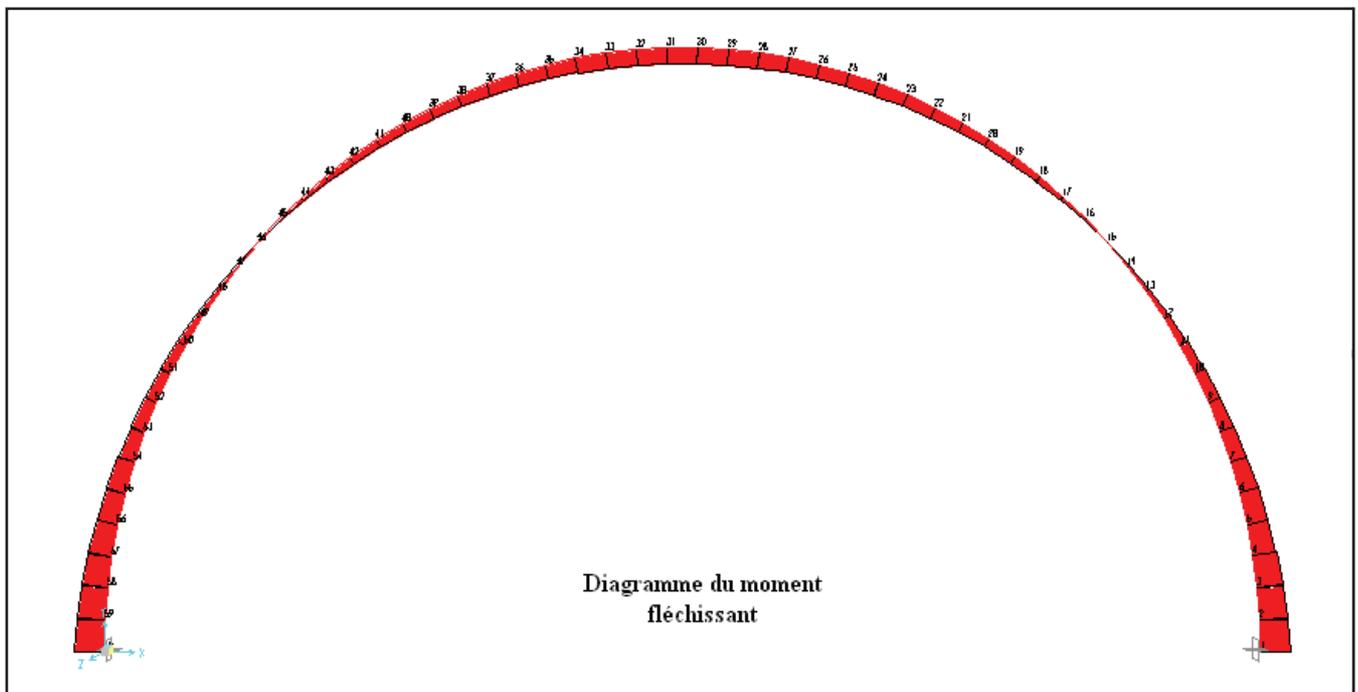
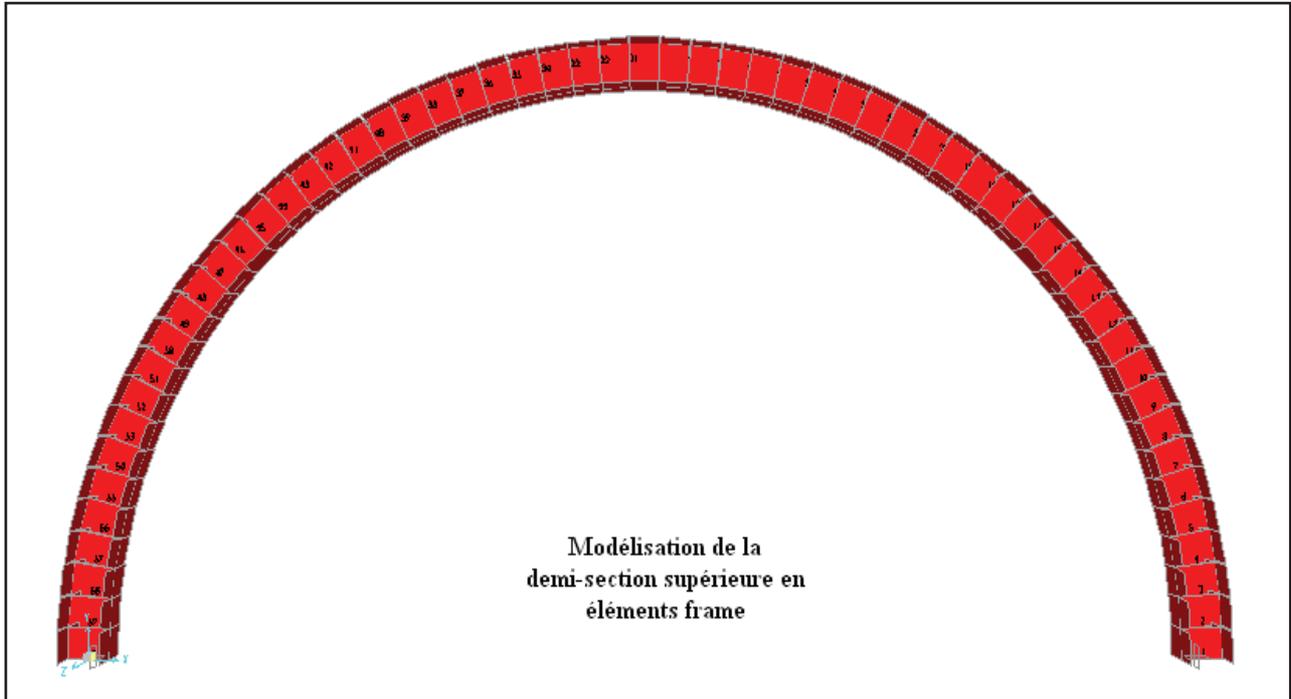
Pour la suite des calculs, nous retiendrons le soutènement composite constitué du cintre métallique à section profilée HEB200 espacés de 0,5m (entre axes), rigidifié avec une couche de béton projeté d'épaisseur $e=0,2m$. Il peut être sollicité jusqu'à une pression maximale égale à 1572.23 KPa, ce qui nous offre une large sécurité.

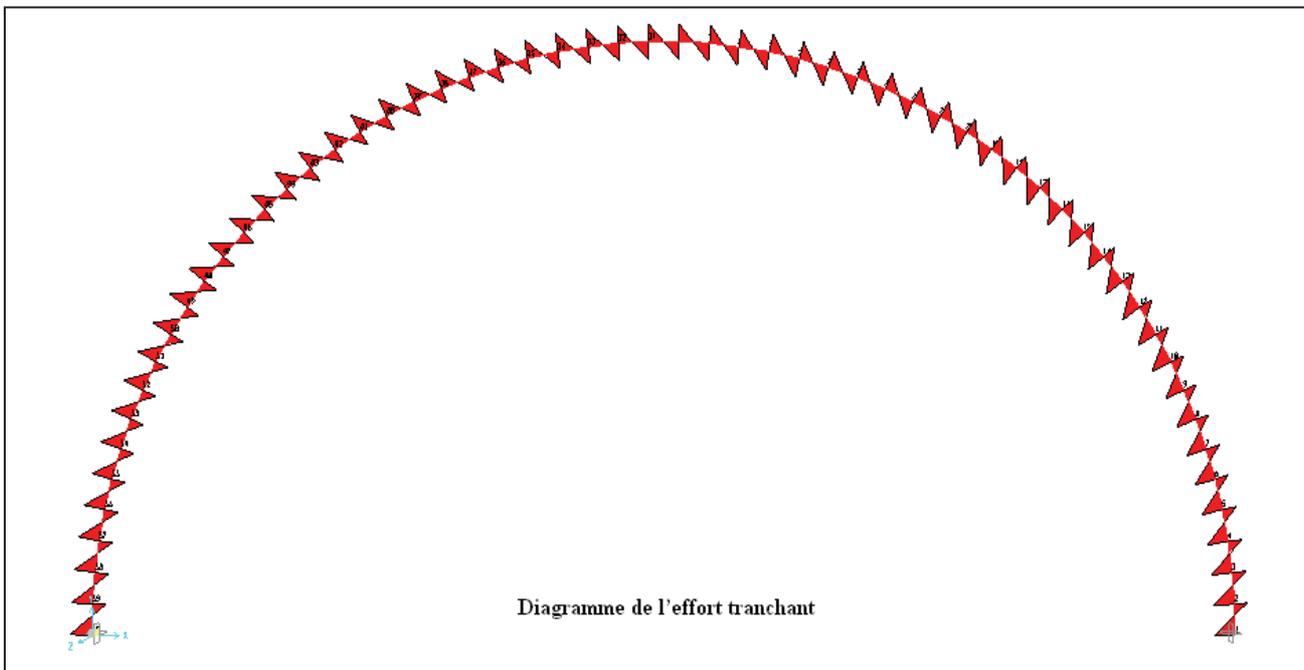
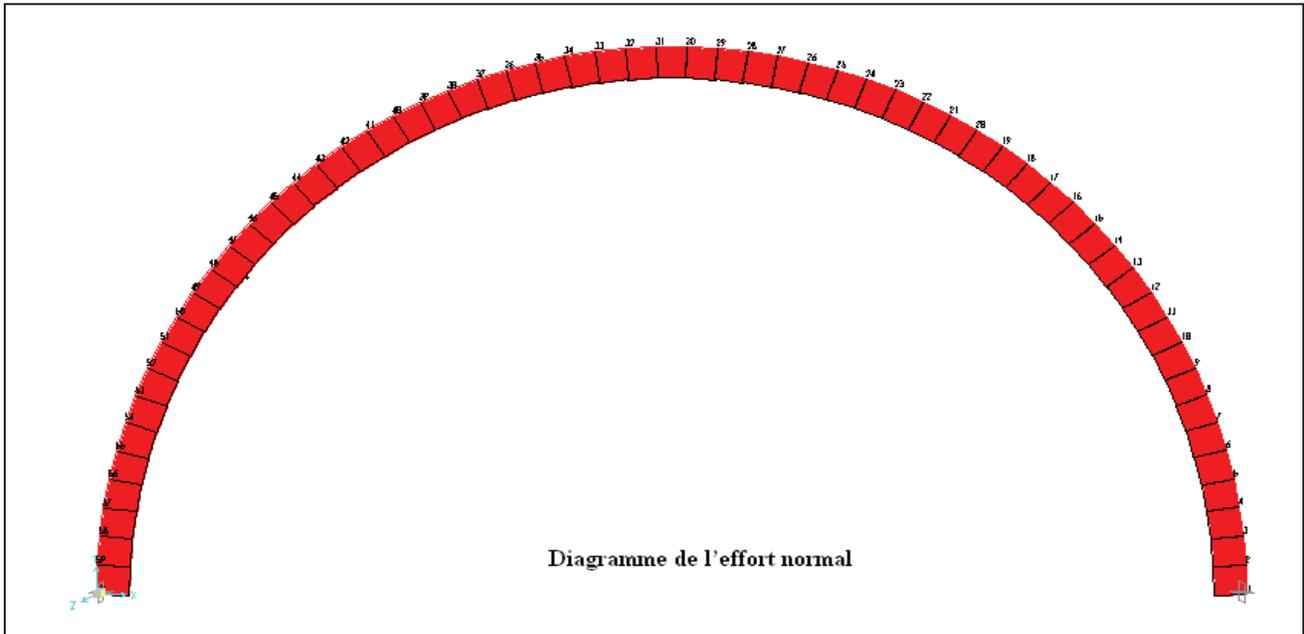
VI.9 VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE PAR LES SOLLICITATIONS OBTENUES AVEC LE SAP2000

Le SAP2000 est un logiciel d'analyses des structures par la méthode des éléments finis, doté d'un ensemble de programmes (modules) qui exécutés dans un ordre déterminé ; il offre la performance de la technologie actuelle (capacité de calcul, vitesse d'exécution, précision, analyse statique ou dynamique ...).

Il est capable de traiter plusieurs problèmes, telle que les éléments portiques, ou des éléments de coque.

9.1 LES DIFFERENTS DIAGRAMMES DES EFFORTS APRES LA MODELISATION





9.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUE DU SOUTÈNEMENT

a. Cintre métallique (HEB200)

$A_a = 0.0078 \text{ m}^2$	section brute de l'acier.
$I_{xa} = 5696 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$	moment d'inertie de flexion.
$W_x = 569.6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$	module de résistance plastique.
$a = 0.5 \text{ m}$	espacement entre cintre.
$E_a = 20 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$	module d'élasticité longitudinale de l'acier.
$E_a * I'_{xa} = \frac{E_a * I_{xa}}{a} = 22784 \text{ KN.m}$	rigidité à la flexion du cintre.
$E_a * A'_a = \frac{E_a * A_a}{a} = 312.4 * 10^4 \text{ KN/ml}$	rigidité à la compression.

b. béton projeté

$e = 0.2 \text{ m}$	épaisseur de la couche de béton projeté.
$A_b = 0.10 \text{ m}^2$	section du béton projeté d'une bande de 0.5m.
$I_{xb} = \frac{a * e^3}{12} = 3.33 * 10^{-4} \text{ m}^4$	moment d'inertie de la section par rapport à l'axe (xx').
$E_b = 7000000 \text{ KN/m}^2$	module de déformation différée du béton.
$E_b I'_{xb} = \frac{E_b * I_{xb}}{a} = 4666.67 \text{ KN.m}$	rigidité à la flexion du béton projeté.
$E_b A'_b = \frac{E_b * A_b}{a} = 140 * 10^4 \text{ KN/ml}$	rigidité à la compression.

9.3 VERIFICATION DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE (DEMI-SECTION SUPERIEURE)

Les efforts calculés sont répartis proportionnel à chacun des éléments constituant le soutènement (profilé en HEB200+ béton projeté) en fonction de la raideur à la compression des chacun d'eux.

a. Calcul des coefficients de répartition des efforts

$$\theta_m = \frac{E_b * I'_{xb}}{E_a * I'_{xa}} = 0.205$$

$$\theta_n = \frac{E_b * A'_b}{E_a * A'_a} = 0.448$$

❖ Pour le cintre (HEB200)

$$\beta_a^M = \frac{3}{3 + \theta_m} = 0.936$$

$$\beta_a^N = \beta_a^T = \frac{3}{3 + \theta_n} = 0.870$$

❖ Pour le béton projeté

$$\beta_b^M = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} = 0.063$$

$$\beta_b^N = \beta_b^T = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} = 0.130$$

b. Vérification de cintre métallique (HEB200)

Pour la vérification de cintre on ne s'intéressera qu'aux efforts maximaux dans les éléments Frame, d'après le listing des résultats du SAP2000 :

$$M^{\max} = 3.37 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N^{\max} = 291.447 \text{ KN}$$

$$N^{\text{cor}} = 291.447 \text{ KN} \quad M^{\text{cor}} = 3.10 \text{ KN.m}$$

$$T^{\max} = 9.614 \text{ KN}$$

En appliquant les coefficients de répartition on aura :

$$M_a^{\max} = \beta_a^M * M^{\max} = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$N_a^{\text{cor}} = \beta_a^N * N^{\text{cor}} = 253.55 \text{ KN}$$

$$T_a^{\max} = \beta_a^T * T^{\max} = 8.36 \text{ KN}$$

✚ Vérification de cintre au risque de flambement selon l'Eurocode 3

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) * (\beta_A)^{0.5} \geq 0.2 \quad (\text{Risque de flambement})$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.9 * \varepsilon = 93.9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad ; \quad (f_y = 235 \text{ MPa})$$

λ : Élancement limite élastique

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\bar{\lambda}$: Élancement réduite

λ_1 : Constante caractérisant la nuance de l'acier

i_y : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

La profile laminé HEB200 est de classe 1, donc :

$$\begin{cases} \beta_A = 1 \\ \gamma_{M1} = 1.1 \\ i_y = 8.54 * 10^{-2} m \end{cases}$$

AN :

$$\lambda = \frac{2.16}{8.54 * 10^{-2}} = 25.29$$

$$\lambda_1 = 93.9 * \sqrt{\frac{235}{235}} = 93.9$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{25.29}{93.9} = 0.26 > 0.2$$

\Rightarrow il y a risque de flambement

Donc on augmente la section de profile

type de profilé	i_y (m)	λ	λ_1	$\bar{\lambda}$	remarque
HEB220	0.0943	22.90	93.9	0.24	non vérifie
HEB240	0.1031	20.95	93.9	0.22	non vérifie
HEB260	0.1122	19.25	93.9	0.20	vérifie

On a le HEB260 est vérifié pour le flambement, donc il nous reste de le vérifié à la compression simple et au cisaillement (selon l'Eurocode 3) :

D'après le listing des résultats du SAP2000 :

$$M^{\max} = 5.77 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N^{\max} = 309.63 \text{ KN}$$

$$N^{\text{cor}} = 309.63 \text{ KN} \quad M^{\text{cor}} = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$T^{\max} = 11.49 \text{ KN}$$

- les coefficients de répartition des efforts sont

$$\theta_m = 0.078$$

$$\theta_n = 0.295$$

- ❖ Pour le cintre (HEB260)

$$\beta_a^M = 0.974$$

$$\beta_a^N = \beta_a^T = 0.91$$

En appliquant les coefficients de réparation pour le cintre on aura :

$$M_a^{\max} = \beta_a^M * M^{\max} = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$N_a^{\text{cor}} = \beta_a^N * N^{\text{cor}} = 281.76 \text{ KN}$$

$$T_a^{\max} = \beta_a^T * T^{\max} = 10.45 \text{ KN}$$

- ✚ La résistance à la compression simple (pour le HEB260)

$$N < N_R = X * \beta_A * A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec $A = 118.4 * 10^{-4} \text{ m}^2$

La profile laminé HEB260 est de classe 1, donc :

$$\begin{cases} \beta_A = 1 \\ \gamma_{M0} = 1 \\ X = 1 \end{cases}$$

AN:

$$N_r = 2782.4 \text{ KN} > N = 281.76 \text{ KN}$$

Donc, la résistance à la compression est vérifiée

✚ Vérification au Cisaillement

$$V \leq V_{pl} = 0.58 f_y * A_v / \gamma_{M0}$$

Où A_v est l'aire de cisaillement, qui peut être déterminée comme suite :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$\text{HEB260} \left\{ \begin{array}{l} b = 260 \text{ mm} \\ t_f = 17.5 \text{ mm} \\ t_w = 10 \text{ mm} \\ r = 24 \text{ mm} \end{array} \right.$$

AN:

$$A_v = 118.4 * 10^{-4} - 2 * 0.26 * 0.0175 + (0.01 + 2 * 0.024) * 0.0175$$

$$A_v = 3.75 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$V_{pl} = 0.58 * 235 * 10^3 * 3.75 * 10^{-3}$$

$$V_{pl} = 511.125 \text{ KN} > V = 10.45 \text{ KN}$$

Le cisaillement est vérifié

c. Vérification des contraintes dans le béton projeté

✚ Les coefficients de répartition des efforts sont

$$\beta_b^M = 0.025$$

$$\beta_b^N = \beta_b^T = 0.089$$

La vérification se fera à l'état limite ultime (ELU) en majorant avec le coefficient de pondération $\gamma = 1.35$ (BAEL) ; et à l'état limite de service (ELS).

On appliquant les coefficients de la répartition on aura :

$$M_b^{\max} = \beta_b^M * M^{\max} = 0.14 \text{ KN.m}$$

$$N_b^{\text{cor}} = \beta_b^N * N^{\text{cor}} = 27.55 \text{ KN}$$

$$T_b^{\max} = \beta_b^T * T^{\max} = 1.02 \text{ KN}$$

✚ Vérification à la résistance

Les zones tendue du béton projeté seront ferrillées avec du treillis soudés ($\emptyset 8,15\text{cm} \times 15\text{cm}$) ; la nuance est fe235 soit $f_e = 235 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$.

ELU

$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 * 10^3 \text{ KN/m}^2$ résistance du béton en situation durable et $\gamma_b = 1.5$ avec $\theta = 1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{235000}{1.15} = 204347.826 \text{ KN/m}^2$$

d. Fibre comprimée

$$\sigma_b = \gamma \left(\frac{N_b^{\text{cor}}}{A_b} + \frac{M_b^{\max} * V}{I_{xb}} \right) \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = 428.68 < f_{bu} = 14170 \text{ KN/m}^2$$

e. Fibre tendue

$$\sigma_b = \gamma \left(\frac{N_b^{\text{cor}}}{A_b} - \frac{M_b^{\max} * V}{I_{xb}} \right) \leq \sigma_s$$

$$\sigma_b = 315.17 < 204347.826 \text{ KN/m}^2$$

ELS

La fissuration est considérée comme très préjudiciable pour notre ouvrage du fait que les éléments sont exposés à un milieu agressif comportant de l'eau et doivent assurer une étanchéité

La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2} f_e ; \text{Max} (200\text{MPa} ; 90\sqrt{n * f_{tj}})\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 117500 \text{ KN/m}^2$$

$n=1$ coefficient de fissuration (treillis soudés)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ KN/m}^2$$

✚ Fibre comprimé

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b^{\text{cor}}}{A_b} + \frac{M_b^{\text{max}*V}}{I_{xb}} \right) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = 317.54 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ KN/m}^2$$

✚ Fibre tendue

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b^{\text{cor}}}{A_b} - \frac{M_b^{\text{max}*V}}{I_{xb}} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b = 233.46 \leq \bar{\sigma}_s = 117500 \text{ KN/m}^2$$

✚ Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{1.35 * T_b^{\text{max}}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2500 \text{ KN/m}^2$$

(Fissuration très préjudiciable)

$$d = \frac{9}{10} e = 0.18 \text{ m} \quad (\text{Hauteur utile de la section})$$

$$b = 0.5 \text{ m} \quad (\text{espacement entre cintre})$$

$$\tau = 15.3 \leq \bar{\tau}_u = 2500 \text{ KN/m}^2$$

CONCLUSION

D'après le prédimensionnement par la méthode convergence confinement, on a adopté le soutènement composite (HEB200+béton projeté), par la suite la vérification selon l'Eurocode 3 confirme que le HEB200 n'est pas vérifié au risque de flambement, ce qui nous amène à choisir un autre profilé (HEB260) qui est vérifié.

Enfin, tous les efforts et toutes les contraintes étant vérifiés pour le soutènement composite (HEB260+béton projeté).

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis d'analyser la situation de la vallée des jardins et le réseau d'eau pluviale existant, d'extraire les problèmes posés et de d'ébaucher les solutions adéquates, au stade de l'avant-projet sommaire.

Ce travail de fin d'étude a permis de déterminer les différents aménagements à mettre en œuvre grâce à une succession de tâches liées entre elles, en passant par une étude hydrologique, une étude hydraulique et enfin une étude génie civil pour la variante choisie.

Malheureusement la modélisation hydraulique en régime transitoire n'a pas pu être finalisée, ce qui a finalement été conduite en régime permanent, car pour faire une simulation sous régime non permanent, il faut avoir un MNT très précis par rapport à notre réseau hydraulique qu'on veut modéliser.

La vallée des jardins serait noyée avec une hauteur d'eau considérable lors du passage de la crue vingtinale, et étendue sur une grande surface. Le tunnel hydraulique est la seule solution pour protéger cette région contre les inondations.

Enfin ,on peut dire que ce mémoire de fin d'étude nous a permis d'acquérir une bonne expérience dans la caractérisation et la gestion du risque d'inondation.

ANNEXE

Annexe 1 : Caractéristiques pluviométriques à la station de Mostaganem (code ONM : 60457, 1980-2009),

N°	0	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P.an.	Pjmax
1	1980	6,00	9,0	3,0	159,0	54,0	30,0	48,0	51,0	18,0	-	-	-	378	40,1
2	1981	-	9,0	-	24,0	72,0	63,0	21,0	39,0	42,0	21,0	-	-	291	47,1
3	1982	6,00	87,0	102	87,0	15,0	57,0	3,0	24,0	15,0	-	-	-	396	47,8
4	1983	-	-	96,0	39,0	-	63,0	18,0	-	-	-	-	18,0	234	66,3
5	1984	3,00	6,0	243	42,0	48,0	39,0	27,0	12,0	18,0	-	-	-	438	176,3
6	1985	6,00	66,0	45,0	84,0	18,0	6,0	42,0	39,0	36,0	-	-	-	342	45,4
7	1986	66,0	24,0	15,0	63,0	78,0	78,0	66,0	24,0	3,0	9,00	-	-	426	47,5
8	1987	6,00	24,0	48,0	24,0	33,0	75,0	6,0	-	12,0	3,00	12,0	3,00	246	23,7
9	1988	6,00	9,0	33,0	18,0	78,0	18,0	15,0	27,0	81,0	3,00	-	-	288	66,1
10	1989	12,0	3,0	18,0	39,0	12,0	27,0	84,0	21,0	3,0	3,00	27,0	9,00	258	47,5
11	1990	9,00	3,0	60,0	30,0	108	45,6	33,0	63,0	15,0	-	6,00	-	373	48,0
12	1991	-	36,0	78,0	12,0	27,0	66,0	72,0	6,0	27,0	3,00	-	-	327	43,7
13	1992	3,00	9,0	36,0	24,0	39,0	33,0	51,0	9,0	33,0	30,0	6,00	-	273	27,6
14	1993	6,00	54,0	57,0	9,0	-	72,0	21,0	42,0	24,0	6,00	-	3,00	294	51,4
15	1994	24,0	15,0	87,0	60,0	39,0	51,0	-	36,0	9,0	-	-	-	321	24,4
16	1995	24,0	15,0	87,0	60,0	45,0	39,0	54,0	12,0	-	3,00	6,00	-	345	26
17	1996	33,0	30,0	3,0	48,0	129	108	39,0	60,0	24,0	-	6,00	-	480	55,7
18	1997	24,0	36,0	66,0	54,0	78,0	6,0	-	111,0	15,0	3,00	3,00	12,0	408	42,5
19	1998	6,00	12,0	27,0	66,0	45,0	30,0	12,0	33,0	48,0	-	3,00	9,00	291	44,8
20	1999	24,0	24,0	75,0	60,0	87,0	87,0	51,0	6,0	3,0	-	-	12,0	429	41,7
21	2000	144	57,0	117	27,0	6,0	-	12,0	21,0	30,0	-	-	-	414	63,1
22	2001	6,00	18,0	177,0	45,0	42,0	150,0	3,0	66,0	21,0	-	-	-	528	112
23	2002	-	39,0	72,0	9,0	6,0	-	66,0	60,0	39,0	3,00	-	9,00	303	30,1
24	2003	-	33,0	75,0	75,0	69,0	48,0	6,0	63,0	15,0	-	-	-	384	32,2
25	2004	6,00	63,0	96,0	141	27,0	42,0	12,0	12,0	60,0	15,0	-	-	474	73,7
26	2005	11,2	43,2	101	40,3	108	64,4	10,2	24,0	92,1	3,10	-	-	498	72,4
27	2006	35,7	-	-	189	48,7	20,1	51,2	77,4	-	-	-	-	422	48,2
28	2007	32,9	68,4	62,5	22,3	27,9	5,8	16,3	4,4	14,7	6,20	4,10	-	266	32,3
29	2008	31,6	40,5	145	119	60,6	8,2	32,6	32,1	15,4	0,80	-	1,60	487	69,9
30	2009	15,10	2,7	18,7	34,8	44,3	42,7	44,7	37,3	11,6	0,40	-	16,4	269	28,2

ANNEXE

Annexe 2 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue (K P, Klibachev et I, F, Gorochkob, 1970 p, 305)

Description du cours d'eau	γ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versant dénudés et faiblement perméables,	2,0 - 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants boisés ou perméables, Moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 - 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues	4,0 - 7,0

BIBLIOGRAPHIE

[1] AGC, Juin2012, étude d'aménagement général du système d'assainissement pour l'ensemble de la vallée des jardins.

Phase A-Etudes préliminaires, volume 1(collecte de données), volume 2 (hydrologie).

[2] AGC, Juin 2012, étude d'aménagement général du système d'assainissement pour l'ensemble de la vallée des jardins.

Phase B-Schéma directeur (collecte APS).

[3] AGC, Juin 2012, étude d'aménagement général du système d'assainissement pour l'ensemble de la vallée des jardins.

Phase C-APD (version provisoire).

[4] A .SARI AHMED, 2009, **Initiation à l'hydrologie de surface,2^{ème} édition .**

[5] DJENANE Mohamed,

Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure –application pour le métro d'Alger.

Thèse de magister, Université colonel EL HADJ LAKHDAR de BATNA, Faculté des sciences de l'ingénieur, Département de génie civil).

[6] F.BABOU, 2005.

Etude du tunnel N°2 ferroviaire de la ligne Tizi Ouzou-Oued Aissi.

Projet de fin d'étude d'ingénieur en génie civil, option VOA, UMMTO.

[7] M. ANDRIAMBANONA, Juillet 2009.

Protection de la ville de Mulhouse contre la crue centennale.

Mémoire de fin d'étude d'ingénieur en génie de l'eau et de l'environnement, ENGEES STRASBOURG.

[8] MAHBOUBI Ibrahim belaid, 2007.

Etude d'une retenue collinaire sur oued mizarzou, commune M^{ed} Boudiaf (w. m'sila).

Thèse de fin d'étude d'ingénieur de l'école nationale supérieure de l'hydraulique Abdellah Arbaoui).

[9] M.MEBARKI, K.KAHINA, 09 juillet 2009.

Contribution à l'étude Hydro géomorphologique et Hydrologique pour la détermination des zones inondables- Cas du bassin versant de l'oued El Harrach.

Mémoire de fin d'étude d'Ingénieur d'Etat en Géographie et Aménagement du Territoire, option Géomorphologie, USTHB(Alger).

[10] M.PANET, **le calcul des tunnels par la méthode convergence confinement**

[11] S.RAMDANI & H.HOUMENI, 2002.

Calcul d'un tunnel hydraulique-cas de la vidange de fond du barrage Taksebt.

Projet de fin d'étude d'ingénieur en génie civil, option VOA, UMMTO.

[12] S.TIGHZER, S.BOUARI ,22 juin 2013.

Schéma directeur d'assainissement de la vallée des jardins (Mostaganem).

Projet de fin d'étude d'ingénieur en hydraulique, ENP département d'hydraulique (Alger).

[13] T. LAMBERT, septembre 2008.

Projet d'aménagement contre les inondations sur un bassin versant de la ville de NIMES(30).

Mémoire de fin d'étude d'ingénieur de l'ENGEES et de Master 2 de l'UL.

[14] H.HAMMOUM, R.BOUZIDA.

Pratique des Système d'Information Géographique (S.I.G), pages Bleues

BIBLIOGRAPHIE WEB

[1] Venkatesh Merwade, June 2012, School of Civil Engineering, Purdue University,
Tutorial on using HEC-GeoRAS with ArcGIS 10 and HEC-RAS Modeling

vmerwade@purdue.edu

[2] US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center, 609
Second Street, Davis, CA 95616

www.hec.usace.army.mil

[3] Site internet de l'A.F.T.E.S (Association Française des travaux en souterraine)

www.aftes.asso.fr