

## **Chapitre 5 : Modélisation du régime de crues du bassin versant de l'oued Saf-Saf**

### **Introduction**

La modélisation du régime hydrologique des bassins versants est essentielle lors qu'on s'intéresse à des problématiques associées à la gestion des ressources en eau, à l'aménagement du territoire, ou à l'une des différentes facettes du risque hydrologique. (Bourek R. 2014)

L'objectif de la modélisation hydrologique dans cette étude est de construire les hydrogrammes de crues à l'entrée de la retenue Zardézas pour différentes périodes de retour, et ce pour les utiliser dans les simulations hydrauliques de la rupture du barrage.

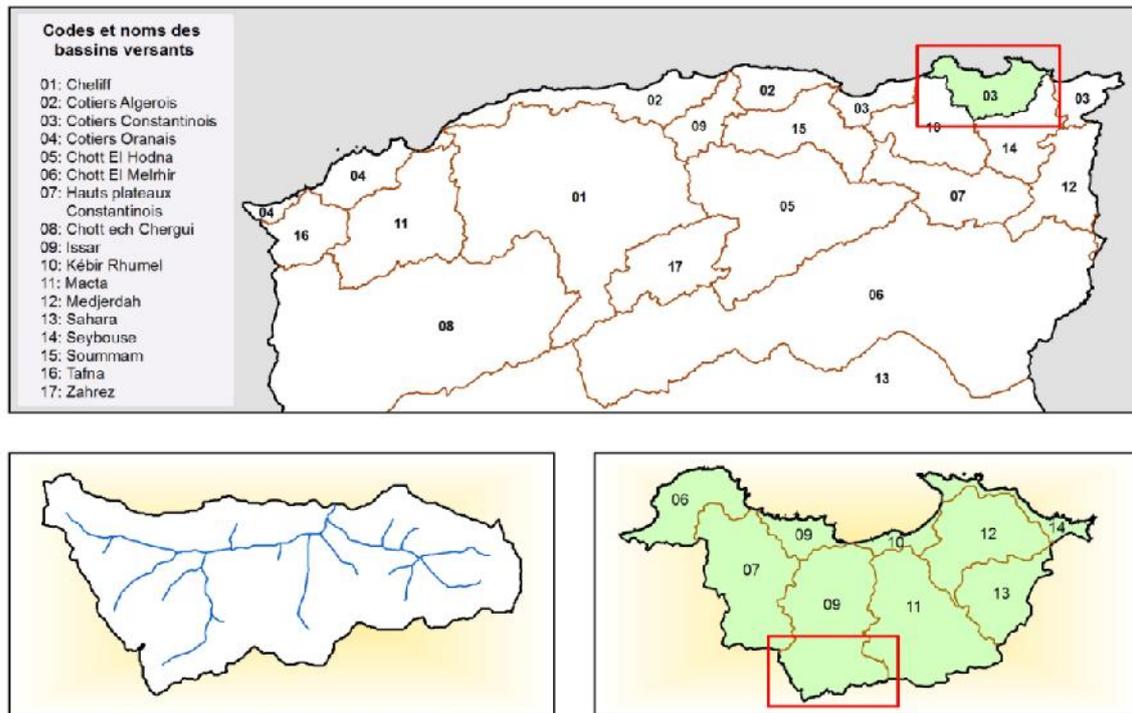
Ce chapitre comprend notamment:

- L'analyse géomorphologique du bassin versant en y traite la géométrie, les altitudes, les pentes, le réseau hydrographique.
- L'analyse des précipitations, ceci par le traitement des pluies journalières maximales en vue de calculer les pluies de projet pour différentes périodes de retour.
- L'analyse des crues et la détermination des débits de pointe et de la forme des hydrogrammes de crues rares qui constituent les principales données d'entrée au modèle hydraulique.

### **1. Bassin versant**

#### **1.1. Situation géographique**

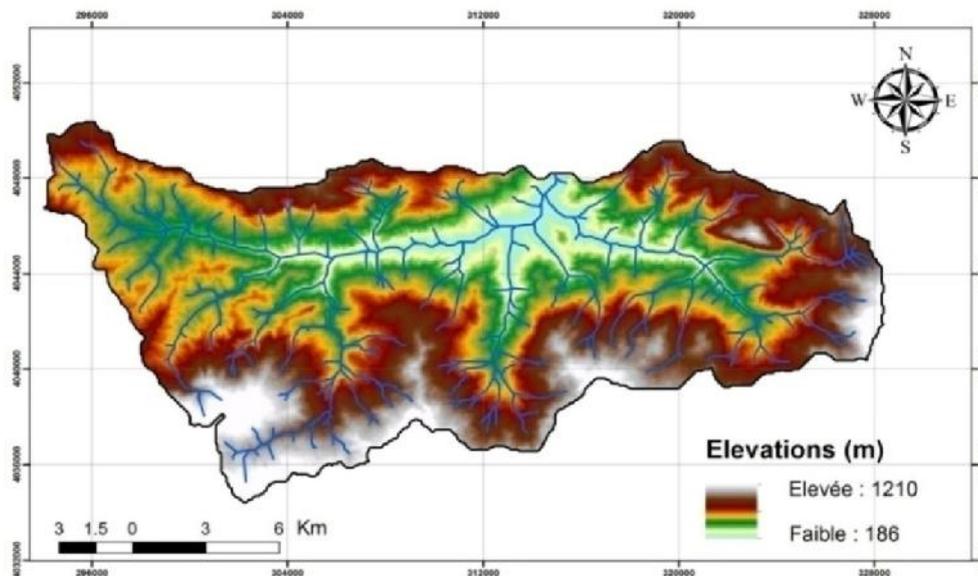
Le bassin versant de l'Oued Saf-Saf appartient au bassin côtier Constantinois centre, il est situé entre les latitudes 36° 25' et 36° 33' Nord et les longitudes 6° 42' et 7° 05' à l'Est, occupant l'extrême sud de la Wilaya de Skikda. Le bassin des Zardezas couvre une superficie de 325 km<sup>2</sup> et un périmètre de 103 km.



**Figure 1.5.** Carte de Situation géographique du Bassin Versant de l'Oued Saf-Saf

## 1.2. Les altitudes

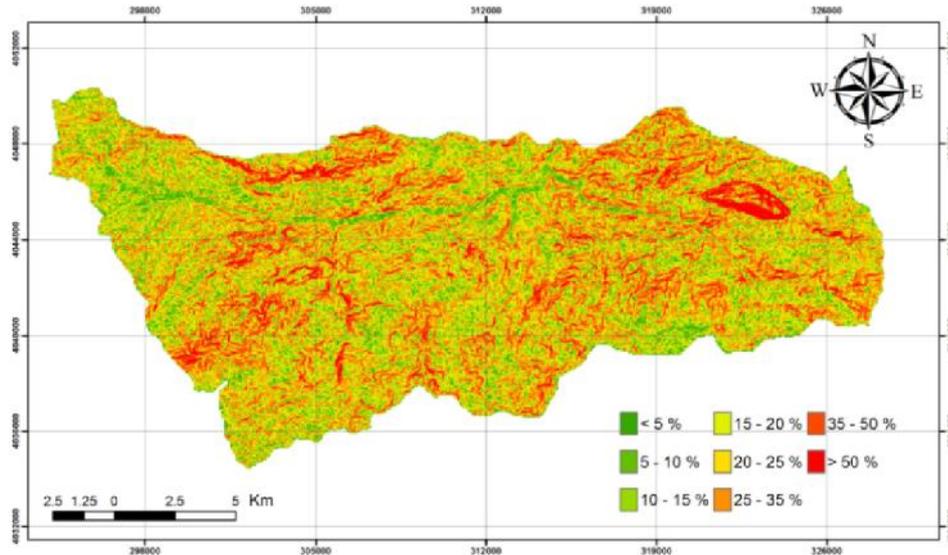
Le bassin versant est entièrement situé en montagne, son point culminant est le Djebel Taya à 1 210 NGA. Le point le plus bas du bassin est à la cote 186 NGA. L’altitude moyenne du bassin versant est d’environ 630 NGA.



**Figure 2.5.** Carte hypsométrique du bassin versant de l'Oued Saf-Saf

### 1.3. Les pentes

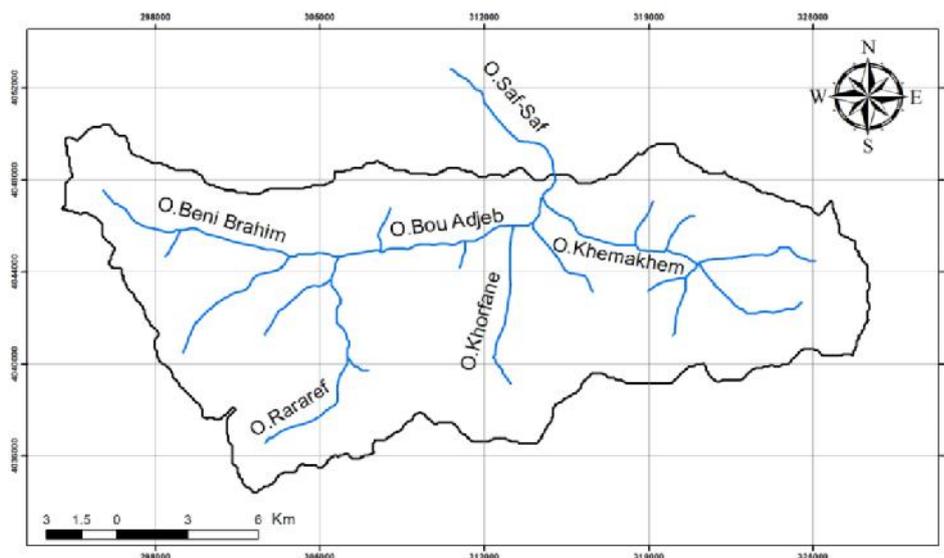
Le bassin des Zardézas est caractérisé par des pentes relativement fortes; plus de 70 % de la superficie soit 235 Km<sup>2</sup> se compose de pentes comprises entre 10% et 35%. Alors que les terrains dont les pentes sont supérieures à 35% représentent 51 Km<sup>2</sup>, soit 16 % de la superficie. La pente moyenne du bassin est de l'ordre de 38 m/km.



**Figure 3.5.** Carte des pentes du bassin versant de l'Oued Saf-Saf

### 1.4. Réseau hydrographique

Le bassin de l'Oued Saf-Saf est caractérisé par un réseau hydrographique dense et bien ramifié, présentant un cheminement maximal de 27 km. Le cours d'eau principale est alimenté par trois tributaires principaux: l'Oued Khemakhem, l'Oued Khorfane et l'Oued Bou Adjeb.



**Figure 4.5.** Le réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Saf-Saf

### 1.5. Temps de Concentration :

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

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

#### La formule de Passini :

$$T_c = 6.48 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{P}} \quad (1.5)$$

$T_c$  en minutes,  $S$  en  $\text{Km}^2$ ,  $L$  en Km,  $P$  en m/m

#### La formule de Sokolovsky :

$$T_c = 4 * \left( \frac{(S * L)^{0.333}}{\sqrt{P}} \right)^{0.75} \quad (2.5)$$

$T_c$  en heures,  $S$  en  $\text{Km}^2$ ,  $L$  en Km,  $P$  en m/Km

#### La formule de Venturra :

$$T_c = 0.1275 * \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{P}} \quad (3.5)$$

$T_c$  en heures,  $S$  en  $\text{Km}^2$ ,  $L$  en Km,  $P$  en m/m

#### b) La formule Turraza :

$$T_c = 0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{P}} \quad (4.5)$$

$T_c$  en minutes,  $S$  en Ha,  $L$  en m,  $P$  en m/m

#### La formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (5.5)$$

$T_c$  en heures,  $S$  en Ha,  $L$  en Km,  $H_{moy}$  et  $H_{min}$  en m

Avec

$L$  : La longueur du cours d'eau principal

$S$  : La superficie du bassin versant

$P$ : La pente moyenne du bassin versant

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant

$H_{min}$ : Altitude minimale du bassin versant

Le tableau ci-dessous donne les différentes valeurs des temps de concentration  $T_c$  obtenues par chaque formule :

**Tableau 1.5.** Calcul du temps de concentration

<b>Formule</b>	<b><math>T_c</math> (heure)</b>
PASSINI	11.43
SOKOLOVSKY	9.87
VENTURRA	11.79
TURRAZA	8.84
GIANDOTTI	6.68

On écarte la formule de Giandotti et on fait la moyenne des autres formules qui donnent des résultats rapprochés ; d'où le temps de concentration pour le bassin de l'Oued Saf-Saf est 10.5 heures, cette valeur est cohérente avec le temps de montée des crues observées (entre 8 et 12 heures). (Annexes 4 à 8)

### 1.6. Équipement hydro-pluviométrique du bassin :

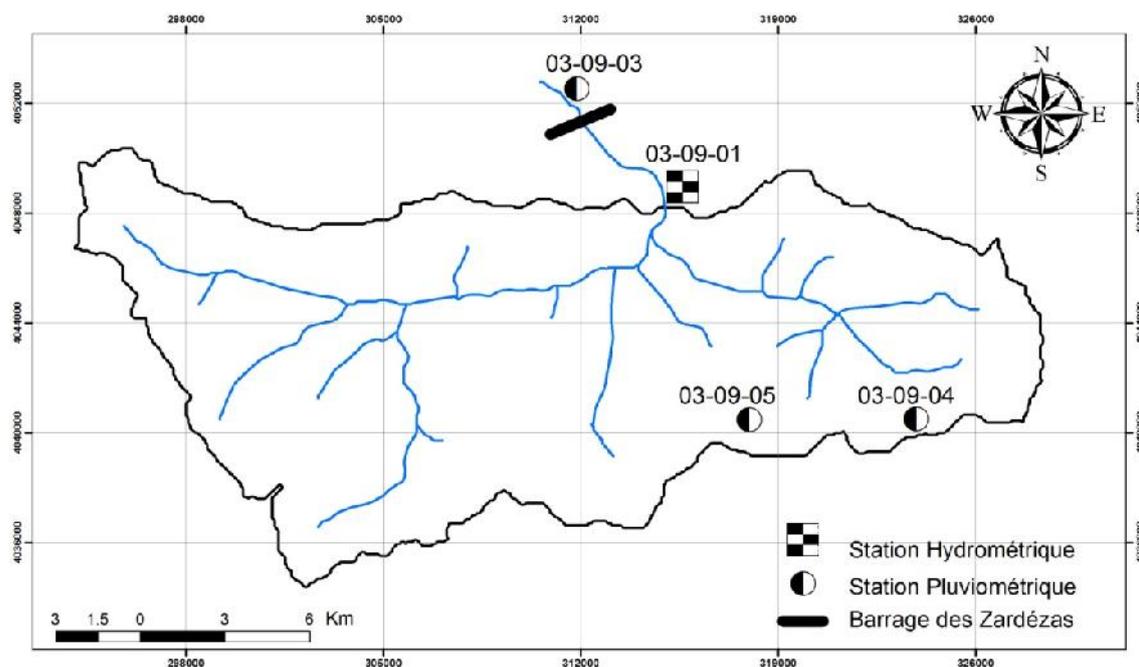
Le bassin versant alimentant le barrage des Zardézas est assez bien équipé, sa superficie de 325 km<sup>2</sup> est contrôlée par trois stations pluviométriques et une station hydrométrique à savoir :

— Les deux stations pluviométriques à l'intérieur du bassin versant, dans sa partie Est, Ain El Kèlb (03-09-04) et Ouled Habeba (03-09-05).

— la station pluviométrique des Zardézas (03-09-03), implantée quasiment au droit du barrage sur le versant rive droite de l'Oued Saf-Saf.

— la station hydrométrique "Khemakhem" (03-09-01), implantée juste après la confluence des Oueds Bou Adjeb et Khemakhem.

La figure suivante montre le bassin versant du barrage des Zardézas et les stations retenues pour l'étude :



**Figure 5.5.** Équipement hydropluviométrique du bassin de l'Oued Saf-Saf

## 2. Étude des précipitations

### 2.1. Données disponibles

Les séries pluviométriques ont été recueillies auprès de l'Agence National des Ressources Hydriques l'A.N.R.H. Des données de précipitations quotidiennes sont disponibles pour les stations Zardézas Ain El Kèlb et Ouled Habeba entre l'année 1970 et 2007. (Annexes 1 à 3),

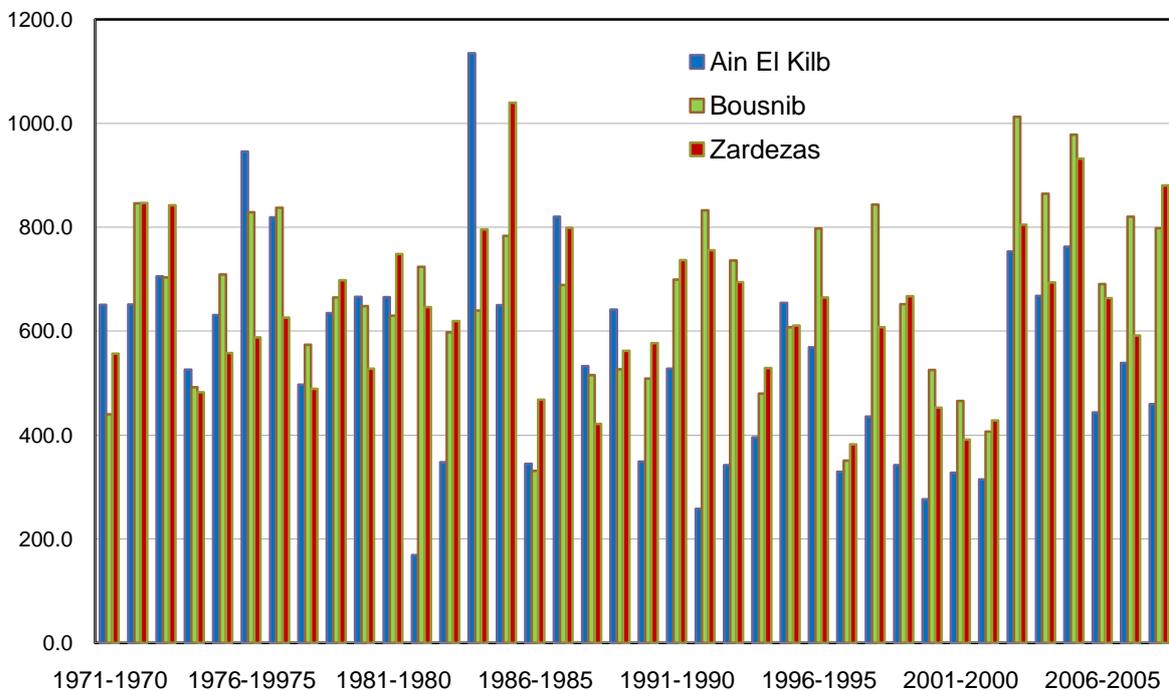
**Tableau 2.5.** Données pluviométriques disponibles

Code Mécanographique	Nom de la station	Coordonnées					Période disponible
		X	Y	Longitude	Latitude	Altitude	
030903	Zardézas	875.3	374.6	6.53.48 E	36.35.59	195	1970 – 07
030904	Ain El Kèlb	888.1	363.4	7.2.2 E	36.29.37	750	1970 – 07
		5					
030905	Ouled Habeba	882.1	362.95	6.58.4 E	36.29.32	980	1970 – 07

**Source :** Annuaire pluviométrique de l'Algérie

## 2.2. Variabilité des précipitations

La variation interannuelle des précipitations pour la période de 1970-2007 est représentée sur le graphique :



**Figure 6.5.** Variabilité des pluies annuelles dans le bassin du Saf-Saf.

L'analyse de l'histogramme montre une répartition irrégulière des précipitations d'une année à l'autre sur l'ensemble du bassin.

La variabilité interannuelle des précipitations peut être exprimée à l'aide du coefficient de variation, traduisant la dispersion relative des pluies.

Ce coefficient est estimé à 37.88 % à la station de Ain Kelb, l'année la plus pluvieuse est celle de 1983-1984 avec une précipitation de 1134.6 mm, soit 2 fois la moyenne interannuelle (546.9 mm).

À la station des Zardézas, ce coefficient est estimé à 24,27 % où l'année 1984/1985 est une année record avec 1039,4 mm, soit 1,6 fois la moyenne interannuelle (641.6 mm).

Alors qu'à la station de Ouled Habeba, le coefficient de variation est de l'ordre de 25.11 %, avec une hauteur maximale enregistrée en 2002/2003 égale à 1012.6 mm, soit 1.5 fois la moyenne interannuelle (664.5 mm).

## 2.3. Étude fréquentielle des pluies maximales journalières

### 2.3.1. Choix de la loi de distribution

Afin de choisir la loi de distribution de probabilité pour l'ajustement des pluies journalières maximales des 3 stations considérées, on a fait appel au test d'adéquation dit de KOLMOGOROV-SMIRNOV, sur trois lois de distribution des valeurs extrêmes, à savoir la loi de Fréchet (Log-Gumbel), la loi de Gumbel (Exponential,2-Parameter) et la loi de Weibull.

Le test d'adéquation consiste à comparer avec un tableau les valeurs seuils, l'écart maximal entre la probabilité de non-dépassement empirique et la valeur calculée par la loi. Les résultats de ce test renvoyés par le logiciel STATGRAPHICS sont illustrés dans le tableau suivant:

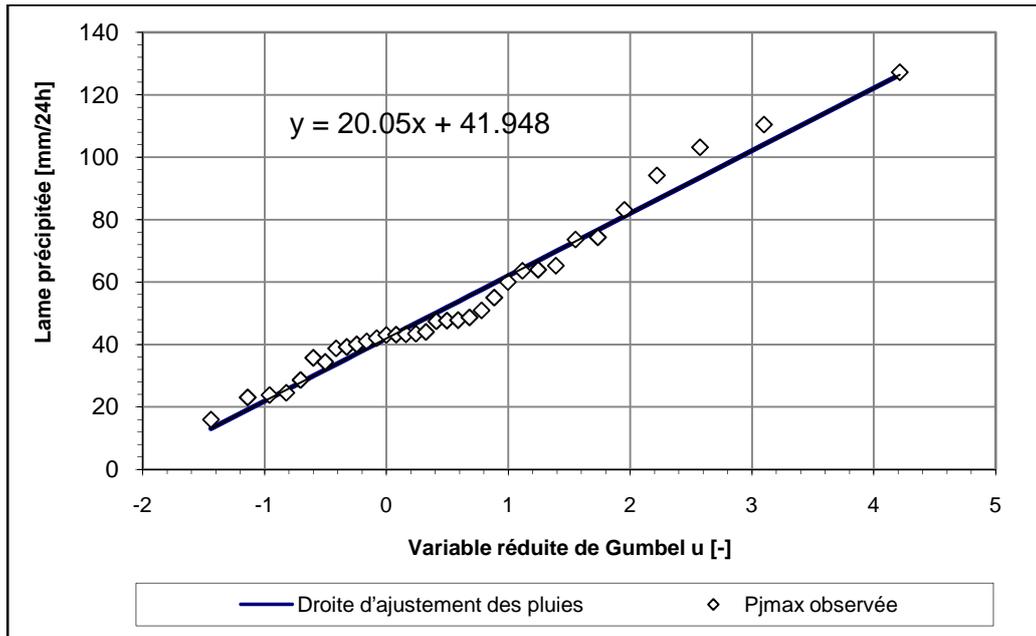
**Tableau 3.5.** Résultats des tests d'adéquation de l'ajustement des pluies journalières maximales des 3 stations

Station Ain El kelb			Station Ouled Habeba			Station Zardézas		
Rang	Distribution	Statistique	Rang	Distribution	Statistique	Rang	Distribution	Statistique
1	Exponential (2-Parameter)	0.162432	1	Inverse Gaussian	0.0785742	1	Exponential (2-Parameter)	0.0946561
2	Loglogistic	0.109406	2	Birnbaum-Saunders	0.081864	2	Inverse Gaussian	0.103995
3	Inverse Gaussian	0.156519	3	Lognormal	0.0788184	3	Birnbaum-Saunders	0.108422
4	Lognormal	0.151768	4	Exponential (2-Parameter)	0.171186	4	Lognormal	0.103473
5	Birnbaum-Saunders	0.159608	5	Loglogistic	0.0691333	5	Loglogistic	0.1087
6	Largest Extreme Value	0.147581	6	Largest Extreme Value	0.0950642	6	Gamma	0.137571
7	Gamma	0.183575	7	Gamma	0.108344	7	Largest Extreme Value	0.12398
8	Laplace	0.132515	8	Weibull	0.118581	8	Uniform	0.378625
9	Weibull	0.210647	9	Laplace	0.137706	9	Weibull	0.16176
10	Logistic	0.156999	10	Logistic	0.112647	10	Laplace	0.163119
11	Normal	0.245745	11	Normal	0.154133	11	Logistic	0.146581
12	Uniform	0.504768	12	Uniform	0.429986	12	Normal	0.1986
13	Exponential	0.360719	13	Exponential	0.34422	13	Smallest Extreme Value	0.224098
14	Smallest Extreme Value	0.272521	14	Smallest Extreme Value	0.227418	14	Exponential	0.335895

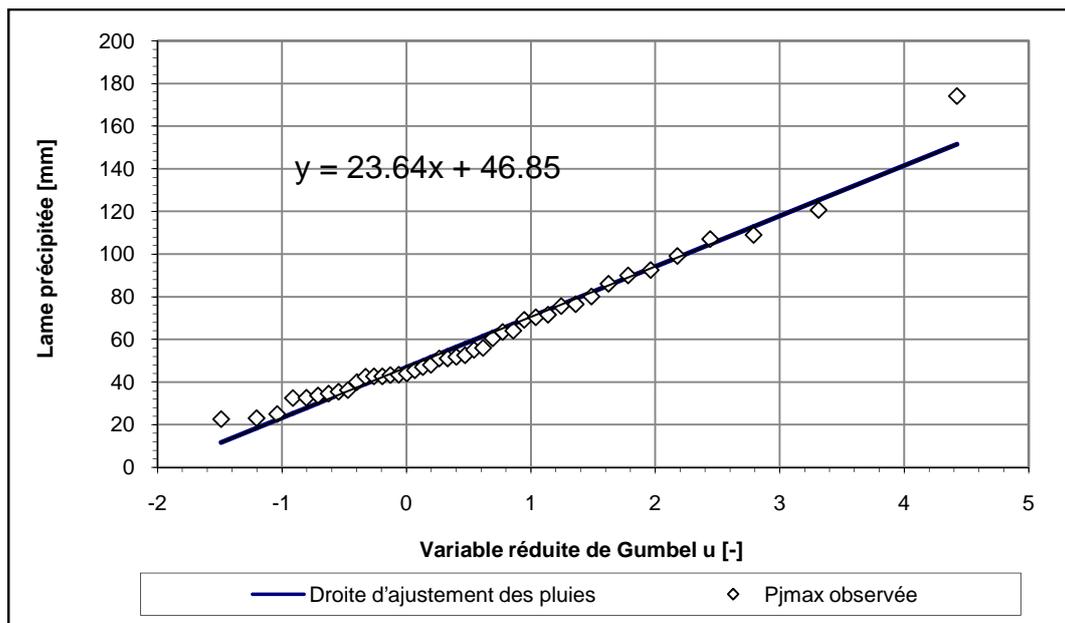
### 2.3.2. Ajustement statistique des données disponibles

Étayée par les résultats du test d'adéquation de KOLMOGOROV-SMIRNOV, la loi de distribution des probabilités de Gumbel semble être la mieux classée pour l'ajustement des journalières maximales des trois stations.

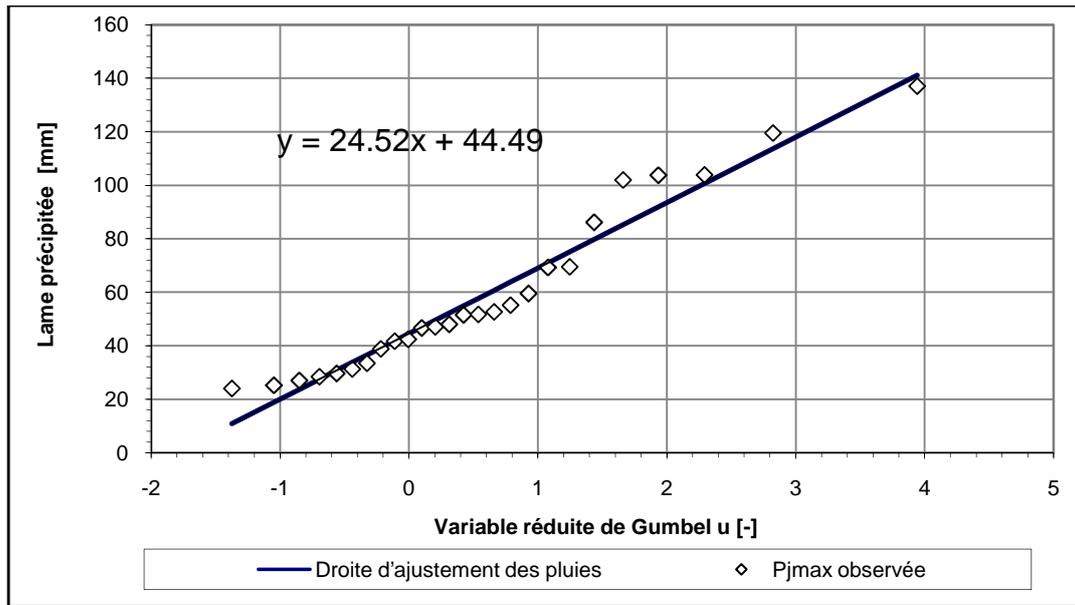
Les pluies journalières maximales des trois stations retenues ont fait l'objet d'un ajustement statistique par la méthode de Gumbel :



**Figure 7.5.** Ajustement des données de la station Ain El Kèlb à la loi de Gumbel



**Figure 8.5.** Ajustement des données de la station Ouled Habeba à la loi de Gumbel



**Figure 9.5.** Ajustement des données de la station Zardézas à la loi de Gumbel

L'ajustement des Pluies journalières maximales a permis d'estimer les valeurs des précipitations pour différentes fréquences de retour ainsi que le Gradex pour chaque station:

**Tableau 4.5.** Pluies maximales journalières par période de retour

T (ans)	Intérieur du BV		Barrage
	03-09-04	03-09-05	03-09-03
10	87.07	100.06	99.66
50	120.19	139.11	140.15
100	134.19	155.61	157.27
1000	180.45	210.16	213.83
5000	212.73	248.23	253.30
10000	226.63	264.61	270.29
Gradex	20.05	23.64	24.52

### 2.3.3. Centrage des pluies de 24 heures

Les valeurs représentées dans le tableau 3.5 correspondent à des valeurs journalières. Le passage aux pluies de 24 heures se fera en multipliant les valeurs par un coefficient de centrage selon la formule de Weiss:

$$R = 24 / (24-3) = 1.14 \quad (6.5)$$

**Tableau 5.5.** Pluies maximales journalières en 24 heures

T (ans)	Intérieur du BV		Barrage
	03-09-04	03-09-05	03-09-03
10	99.26	114.07	113.61
50	137.02	158.58	159.77
100	152.98	177.40	179.29

1000	205.72	239.59	243.77
5000	242.52	282.98	288.76
10000	258.36	301.66	308.13
Gradex	22.86	26.95	27.94

Les trois stations donnent des résultats assez homogènes conduisant à un Gradex de 24 h compris entre 23 et 28 mm.

## 2.4. Passage des pluies ponctuelles aux pluies de bassin

Les pluies à prendre en compte sur l'ensemble du bassin versant des Zardezas sont évaluées par la méthode de Thiessen.

### 2.4.1. Rappel sur la méthode de Thiessen

La méthode de Thiessen, basée uniquement sur les pluies observées aux pluviomètres, consiste à supposer que la fonction  $P(x, y)$  varie discrètement. Pour cela, sur tout élément de surface  $dx dy$ , on admet que  $P(x, y)$  est égal à la valeur enregistrée au poste le plus proche. (Laborde J.P. 2013)

Comme le suggère la figure ci-contre, les éléments de surface plus proches d'un pluviomètre que de tout autre sont déterminés par le réseau des médiatrices des segments joignant les postes 2 à 2.

Dans cette hypothèse, la pluie moyenne s'exprime ainsi :

$$\bar{P}_{BV} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = \sum_{i=1}^n \alpha_i P_i, \quad \alpha_i = \frac{S_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

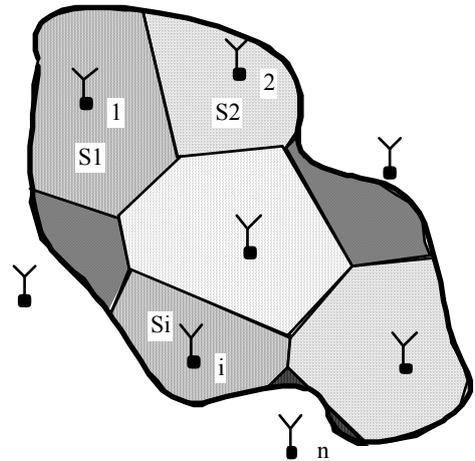
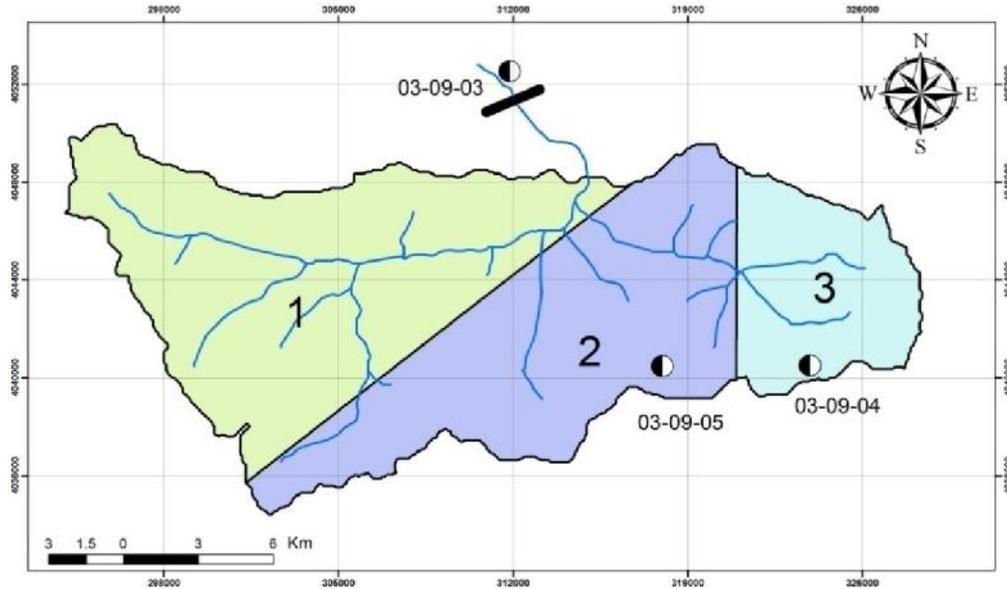


Figure 1 : Polygones de Thiessen

On remarque alors que les termes  $\alpha_i$  appelés coefficients de Thiessen ne dépendent que de la répartition spatiale des postes par rapport au bassin versant. Ils ne dépendent pas de la pluie, donc la construction géométrique est à faire une fois pour toutes et on appliquera  $\alpha_i$  à toutes les averses à étudier.

### 2.4.2. Application de la méthode de Thiessen sur le du bassin de l'étude

La figure suivante représente le découpage du bassin versant d'après la méthode de Thiessen :



**Figure 11.5.** Découpage du bassin versant suivant la méthode de Thiessen

Les superficies des trois fractions sont :

- $S_1 = 152 \text{ km}^2$ , soit  $\alpha_1 = 0.47$  (47% de la surface totale).
- $S_2 = 123 \text{ km}^2$ , soit  $\alpha_2 = 0.38$  (38% de la surface totale).
- $S_3 = 50 \text{ km}^2$ , soit  $\alpha_3 = 0.15$  (15% de la surface totale).

Les pluies de différentes périodes de retour évaluées par cette méthode sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau 6.5.** Pluies moyennes sur l'ensemble du bassin pour différentes périodes de retour

<b>T (ans)</b>	<b>Pm</b>
10	111
50	156
100	174
1000	236
5000	279
10000	298

Par la même procédure, on calcule le Gradex représentatif du bassin versant :

$$G = 0.47 g_{03-09-03} + 0.38 g_{03-09-05} + 0.15 g_{03-09-04} \quad (7.5)$$

Soit  $G = 26.80$  mm

Et la pluie moyenne annuelle à considérer sur la totalité du bassin :

$$P_m = 0.47 p_{03-09-03} + 0.38 p_{03-09-05} + 0.15 p_{03-09-04} \quad (8.5)$$

Soit  $P_m = 636$  mm.

### 3. Étude des crues

#### 3.1. Données disponibles

Le suivi hydrométrique effectué en amont de la retenue de Zardezas au niveau de la station Hydrométrique « Khemakhem » nous a permis de disposer d'une série d'observations des débits moyens journaliers et extrêmes sur 31 années entre 1968 et 1999.

**Tableau 7.5.** Débits extrêmes de l'oued Saf-Saf à Khemakhem (m<sup>3</sup>/s)

Année	$Q_p$	$Q_m$	$Q_p/Q_m$
68/69	25	5	4.95
69/70	453	100.6	4.5
70/71	102.2	62.2	1.64
71/72	76.1	22.9	3.32
72/73	216.3	73.3	2.95
73/74	16.4	2.8	5.86
74/75	78	25.6	3.05
75/76	53	25.8	2.05
76/77	54	51.9	1.05
77/78	10	8.75	1.11
78/79	68	76.8	0.89
79/80	28	40.32	0.68
80/81	18	9.87	1.77
81/82	24	16.5	1.45
82/83	83	40	2.07
83/84	996.5	375.3	2.66
84/85	558	55.94	9.97
85/86	12	5	2.46
86/87	124	74.69	1.65
87/88	103	38.07	2.71
88/89	127	38.07	3.34
89/90	38	11.92	3.21
90/91	120	47.79	2.51
91/92	75	23.31	3.22
92/93	285	114.8	2.48
93/94	103	56.48	1.83
94/95	284	136.4	2.08
95/96	189	57.9	3.26
96/97	5	2	2.72
97/98	127	34.01	3.73
98/99	136	53.11	2.57

On dispose également des données de 6 crues significatives acquises au niveau du barrage. (Annexes 4 à 8). Les informations concernant ces crues sont présentées dans le tableau:

**Tableau 8.5.** Débits extrêmes au barrage

Date	$Q_p$	$Q_m$	$Q_p/Q_m$
Novembre 1957	1391	406	3.5
Février 84	700	280	2.5
Décembre 84	900	590	1.52
Mars 1985	380	160	2.38
Décembre 1992	410	210	1.95
Novembre 2004	1000	150	6.6

### 3.2. Synthèse sur les données disponibles

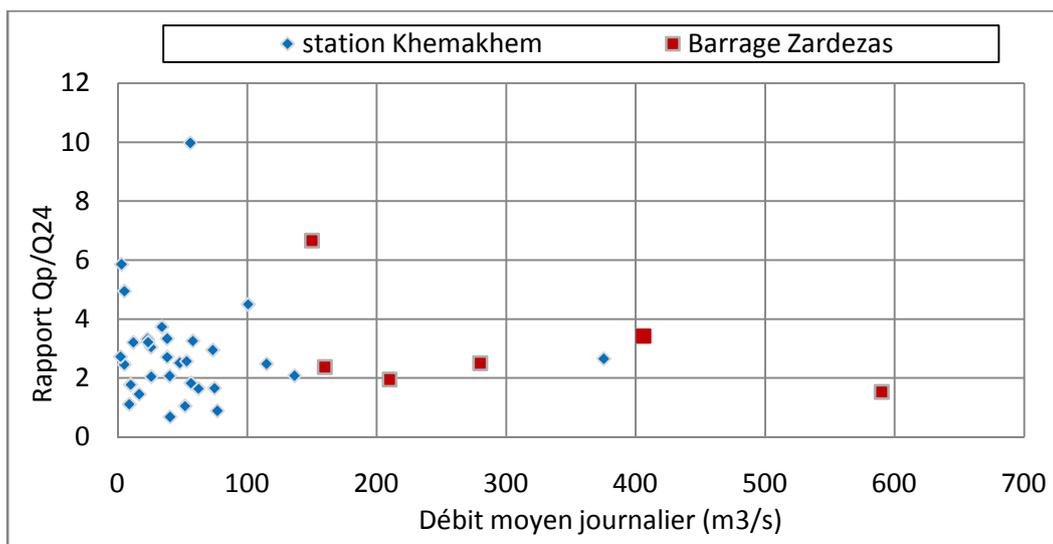
#### • Crues maximales enregistrées

Plusieurs crues significatives ont été enregistrées, soit à la station hydrométrique de Khemakhem soit au niveau du barrage des Zardezas. C'est ainsi que plusieurs crues dont le débit de pointe a approché ou dépassé  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  ont été enregistrées :

- La crue de novembre 1957 :  $Q_p = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$
- La crue de novembre 2004 :  $Q_p = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$
- La crue de février 1984 :  $Q_p = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

#### • Rapport $Q_p/Q_{24}$

La figure suivante représente le rapport  $Q_p/Q_{24}$  pour l'ensemble des crues enregistrées



**Figure 12.5.** Rapport  $Q_p/Q_{24}$  pour l'ensemble des crues enregistrées

On peut retenir pour les crues significatives un rapport  $Q_p/Q_m$  compris entre 1.5 et 3.5.

### 3.3. Évaluation des crues rares dans le bassin du Saf-Saf

#### 3.3.1. Estimation des crues rares par analyse fréquentielle

##### 3.3.1.1. Choix du modèle probabiliste pour l'estimation des événements rares

Les données de débit de la station de Khemakhem ont fait l'objet d'un test d'adéquation de KOLMOGOROV-SMIRNOV afin de choisir la loi de distribution de probabilité la mieux appropriée pour l'ajustement statistique.

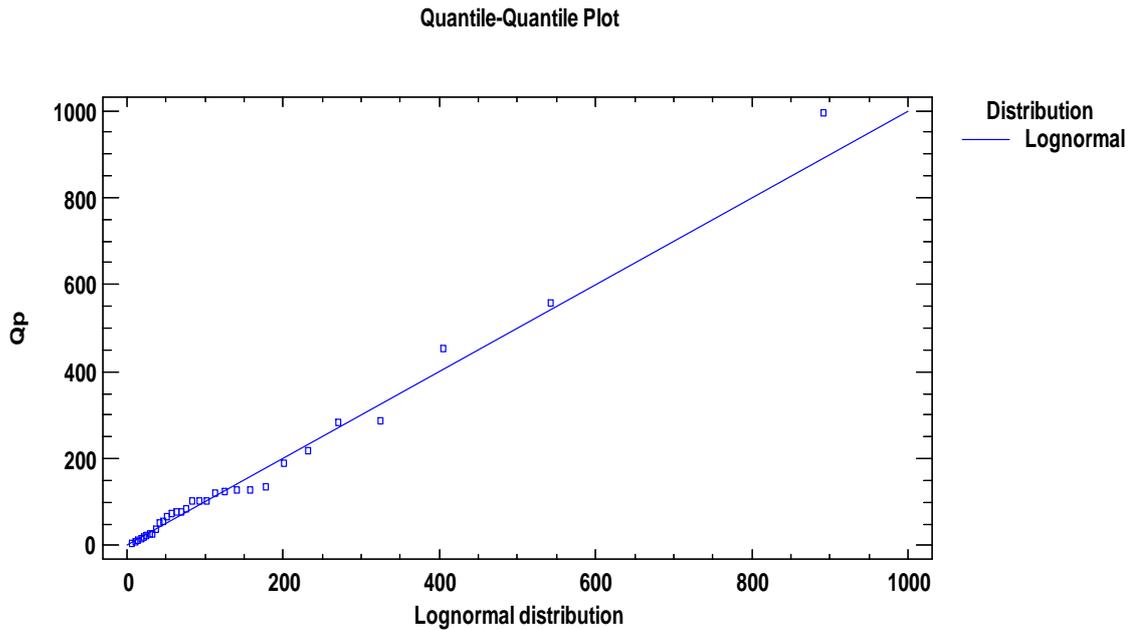
Les résultats de ce test renvoyés par le logiciel STATGRAPHICS sont illustrés dans le tableau suivant:

**Tableau 9.5.** Résultats du test d'adéquation de l'ajustement des débits maximaux journaliers de l'oued Saf-Saf à Khémakhem

Rang	Distribution	Statistique
1	Lognormal	0.106941
2	Birnbaum-Saunders	0.124727
3	Loglogistic	0.0938072
4	Inverse Gaussian	0.17597
5	Weibull	0.1465
6	Gamma	0.163109
7	Exponential	0.173104
8	Largest Extreme Value	0.196325
9	Laplace	0.2426
10	Logistic	0.220079
11	Normal	0.297829
12	Pareto	0.379728
13	Uniform	0.642071
14	Smallest Extreme Value	0.349734

##### 3.3.1.2. Ajustement à la loi log normal

Étayée par les résultats du test d'adéquation de KOLMOGOROV-SMIRNOV, la loi de distribution des probabilités log normale semble être la mieux classée pour l'ajustement des données de débit.



**Figure 13.5.** Ajustement des débits maximaux annuels à une loi-Log normal. Station de Khémakem (1968-1999).

Les résultats de l'analyse fréquentielle retenus sont les suivants :

**Tableau 10.5.** Débits maximums probables de l'oued Saf-Saf à Khémakhem (m<sup>3</sup>/s)

P	0.8	0.9	0.98	0.99
Période de retour	5 ans	10 ans	50 ans	100 ans
Débit maximal (m <sup>3</sup> /s)	212.86	363.61	564.36	1296.88

### Remarque

Avec l'échantillon disponible de 31 ans, on ne peut extrapoler les ajustements fréquentiels que jusqu'à la période de retour de 100 ans. Car, en pratique la prudence exige que l'on ne recherche pas un quantile dont la probabilité d'apparition corresponde à une période de retour supérieure au triple de la longueur de l'échantillon. (Dubreuil P., 1974)

### 3.3.2. Estimation des crues rares par la Formule de Mallet et Gautier :

Établie sur la base d'observations faites au Nord de l'Algérie et en Tunisie, la formule de Mallet et Gautier permet d'estimer les débits de pointe pour des périodes de retour de 50, 100 et 1000 ans. (Mallet C., Gautier M. 1947).

$$Q_{\max} = 2 * K * \log (1 + A * H) * S / \sqrt{L} * (1 + 4 \log T * \log S) \quad (9.5)$$

$Q_{\max}$ : débit max instantané (m<sup>3</sup>/s).

$K$  et  $A$  : coefficients topographiques pour un bassin versant normal on prend  $A = 20$  et  $K = 2$ .

$H$  : pluie moyenne annuelle (mm).

$S$  : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$L$  : longueur du talweg principal (km).

$T$  : période de retour (ans).

**Tableau 11.5.** Débits maximums calculés selon la formule de Mallet et Gautier (m<sup>3</sup>/s)

P	0.98	0.99	0.999
Période de retour	50 ans	100 ans	1000 ans
Débit maximal (m <sup>3</sup> /s)	973	1221	2037

### Remarque

Les plus grandes incertitudes relatives à l'utilisation de cette formule règneront sur la valeur qu'il convient de donner au coefficient  $K$  de la formule. En Algérie ce coefficient varie de 0.5 pour un bassin à faible pente à 5 même 6 pour un petit bassin très raide. Cette grande dispersion des valeurs de ce paramètre montre que l'on ne sera jamais assez prudent dans l'estimation des crues en utilisant la formule de Mallet et Gautier.

### 3.3.3. Évaluation des crues rares par la méthode du Gradex

#### 3.3.3.1. Rappel sur la méthode du Gradex

La méthode du Gradex "GRADient des valeurs EXtrêmes", développée par les hydrologues d'EDF Guillot et Duband en 1967, est une méthode probabiliste souvent utilisée pour l'estimation de la crue de sécurité des grands barrages dont la période de retour est d'au moins 1 000 ans. (Guillot P., Duband D. 1967)

La méthode du Gradex consiste à calculer le ruissellement à partir de la pluie de même période de retour.

On se base sur le fait qu'au-delà d'une certaine hauteur de pluie, le déficit d'écoulement résultant essentiellement de l'infiltration n'augmente plus. On fait en plus l'hypothèse qu'une précipitation d'une certaine durée alimente l'écoulement pendant la même durée (hypothèse très simplificatrice et légèrement pessimiste). Il en résulte qu'à partir d'une certaine valeur de la précipitation (point pivot) :

- La relation pluie-ruissellement devient linéaire.

- La loi de probabilité des ruissellements devient parallèle à la loi de probabilité des précipitations dans un graphique de Gumbel.

Une fois obtenues, les quantités écoulées pendant l'intervalle de temps considéré, les débits de pointe ( $Q_p$ ) se déduisent des valeurs des débits moyens en utilisant les informations disponibles sur les ratios  $Q_p/Q_m$

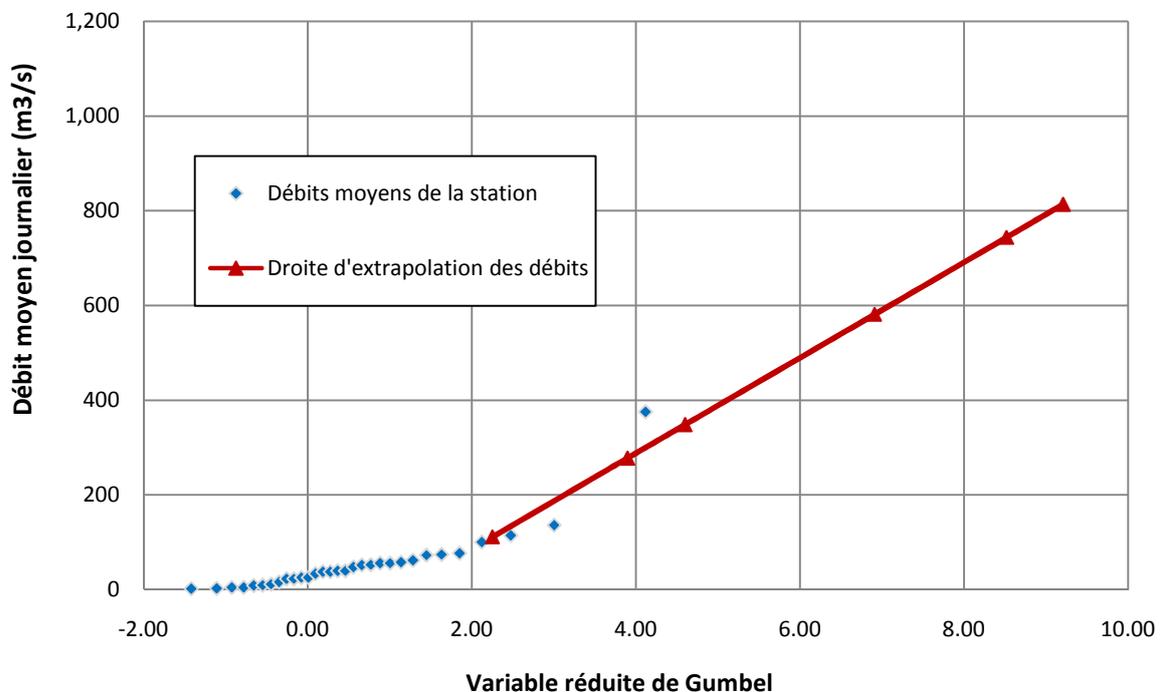
### 3.3.3.2. Détermination des débits moyens journaliers

Les débits moyens journaliers sont évalués sur la base des hypothèses suivantes :

- le pivot correspond à une période de retour de 10 ans.

-Le Gradex des pluies évalué à 26.80 mm/24h pour l'ensemble du bassin versant, est converti en valeur de débit en utilisant la surface du bassin soit 100.82 m<sup>3</sup>/s. Cette valeur va servir à extrapoler la fonction de répartition des débits moyens journaliers au-delà du point pivot.

Dans le graphe suivant on trouve les débits moyens journaliers mesurés à la station hydrométrique ainsi que les valeurs extrapolées selon la méthode du Gradex pour des périodes de retour allant de 10 à 10 000 ans.



**Figure 14.5.** Extrapolation des débits moyens journaliers par le Gradex des pluies

Les débits moyens journaliers correspondants sont donnés dans le tableau ci-après

**Tableau 12.5.:** Débits moyens journaliers calculés par la méthode du Gradex

Période de retour	10 ans	50 ans	100 ans	1000 ans	5000 ans	10000 ans
Q (m <sup>3</sup> /s)	112	278	349	582	745	813

**3.3.3.3. Détermination des débits de pointe**

Les débits de pointe sont obtenus à partir du débit moyen journalier par application d'un coefficient  $Q_p/Q_{24}$  égal à 3.5. Cette valeur correspond à la fourchette supérieure des valeurs  $Q_p/Q_{24}$

Les débits correspondants sont donnés dans le tableau ci-après

**Tableau 13.5.** Débits de pointe calculés par la méthode du Gradex

Période de retour	10 ans	50 ans	100 ans	1 000 ans	5000 ans	10000 ans
Q (m <sup>3</sup> /s)	392	973	1 221	2 037	2 607	2 845

**3.4. Construction des hydrogrammes des crues rares :**

Les hydrogrammes correspondants sont modélisés sous la forme suivante :

$$Q(t)_T = 2 Q_{pt} \frac{\left(\frac{t}{t_m}\right)^r}{1 + \left(\frac{t}{t_m}\right)^{2r}} \quad (10.5)$$

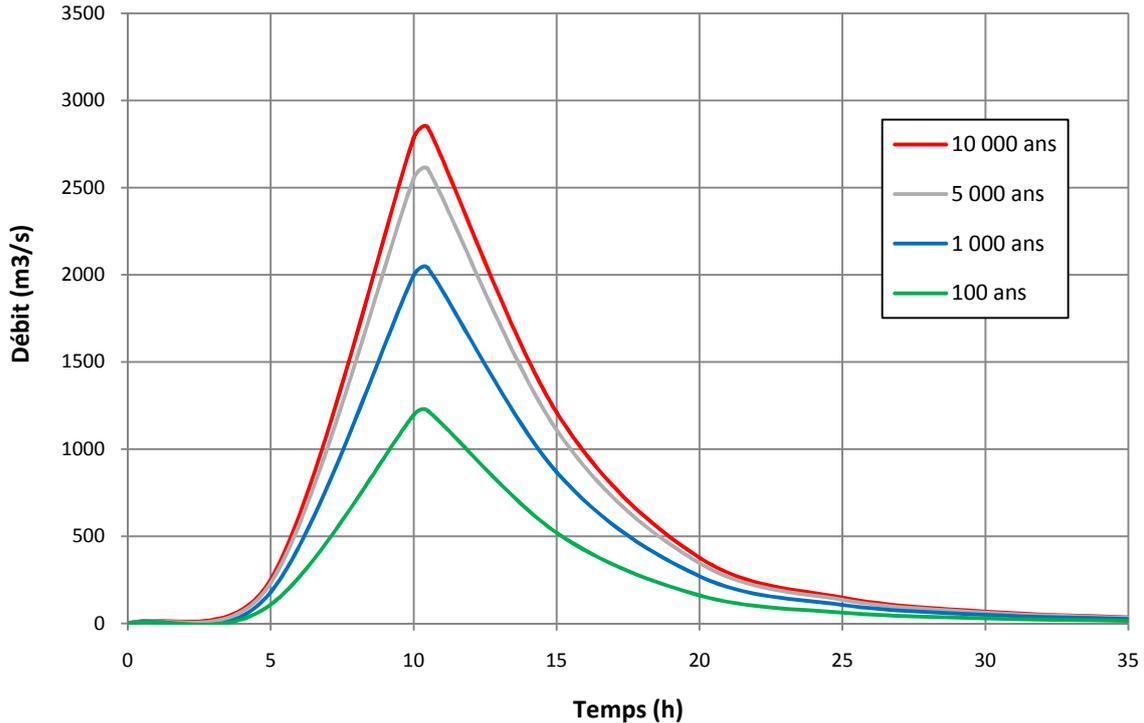
Avec:

$T$  : période de retour de la crue .

$Q_{pt}$  : débit de pointe pour la période de retour  $T$  (m<sup>3</sup>/s),

$t_m$  : temps de montée (généralement égale au temps de concentration, soit 10,5 h),

: paramètre permettant de retrouver le volume total écoulé, ici, 4,1.



**Figure 15.5.** Hydrogramme des crues de différentes périodes de retour

## Conclusion

L'analyse hydrologique du bassin versant de l'Oued Saf-Saf menée dans cette partie a pour objective d'estimer les hydrogrammes des crues rares à l'entrée de la retenue des Zardezas.

Étant donné le nombre limité de données de débits facilitant l'analyse statistique des crues anciennes, l'étude des crues a été réalisée en utilisant la méthode du Gradex permettant ainsi l'estimation des hydrogrammes des crues pour des périodes de retour allant de 10 à 10 000 ans.

Ces hydrogrammes constituent des éléments essentiels à l'entrée dans les modélisations hydrauliques, qui permettent la prévision et la gestion des risques d'inondations dans la zone fluviale à l'aval du barrage.

## Chapitre 6 : Simulation de l'onde de rupture du barrage des Zardézas à l'aide des modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11

### Introduction

La simulation numérique de la propagation de la crue de rupture du barrage des Zardézas a été effectuée via les modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11.

Le présent chapitre présente en premier lieu les étapes de création des modèles ainsi que tous les différents paramètres introduits dans les simulations. En second lieu, il synthétise et compare les résultats obtenus par ces deux modèles. Ensuite, des analyses de sensibilité des résultats des deux codes de calcul envers plusieurs paramètres ont été effectuées.

À la fin de ce chapitre, des recommandations sur le choix des paramètres à introduire dans les simulations et sur le choix entre ces deux modèles numériques ont été dégagées.

### 1. Méthode

Les étapes suivies dans cette étude pour accomplir les simulations hydrauliques sont:

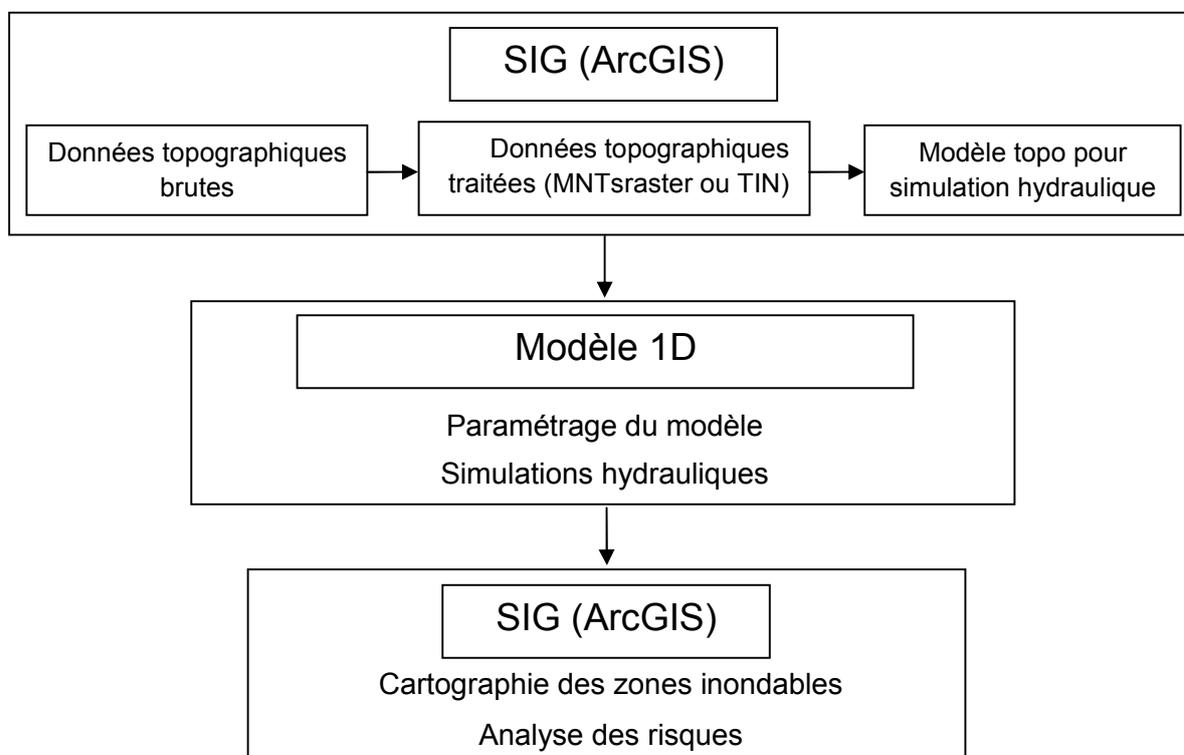


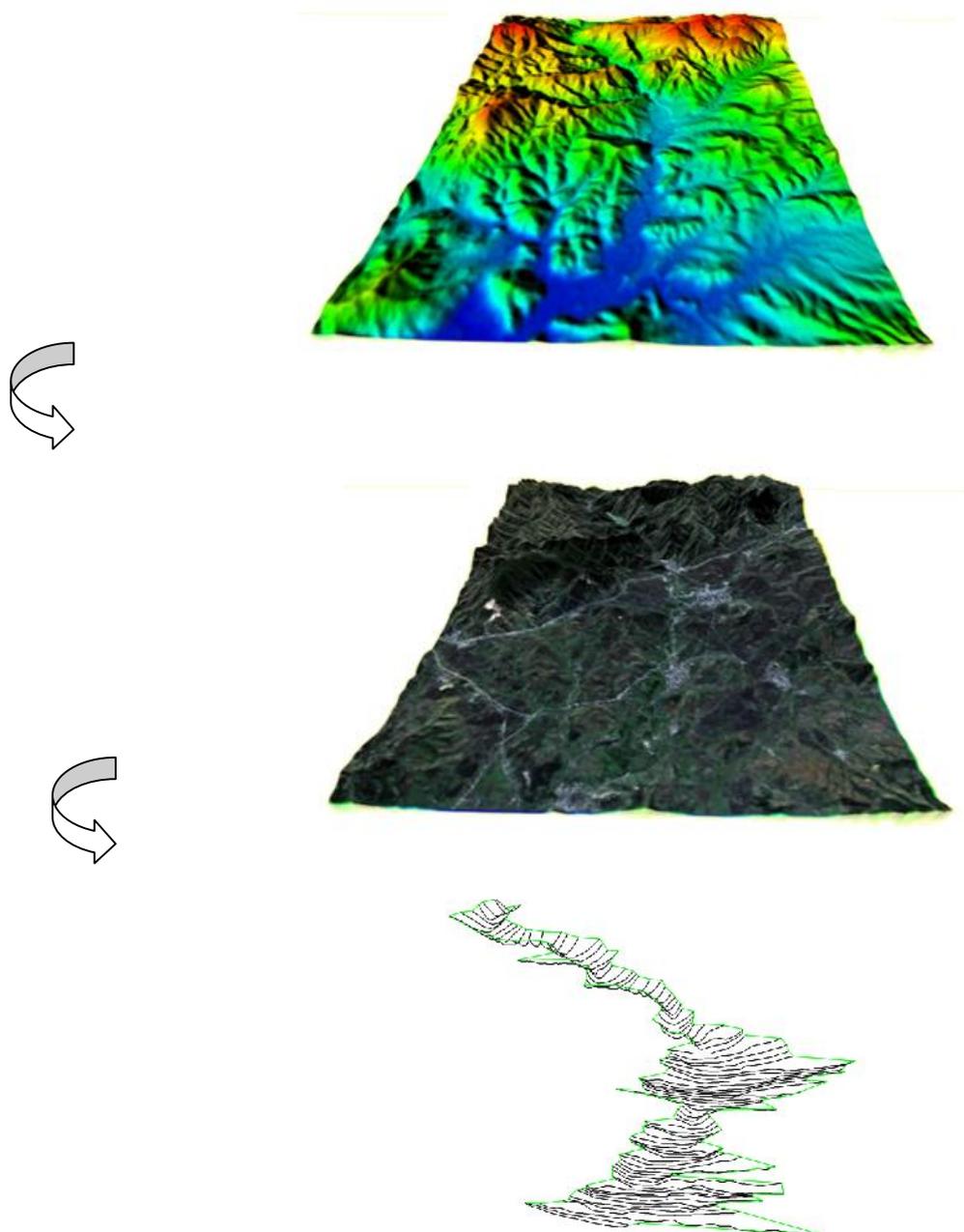
Figure 1.6. Organigramme de travail

## 2. Construction des modèles

### 2.1. Géométrie de la vallée

La première partie de cette modélisation consiste à reproduire la rivière grâce à une série de profils en travers. Ce type d'opération se fait usuellement sous ArcGIS à partir d'un Modèle Numérique de Terrain (MNT) représentant la topographie du site.

Dans la figure suivante on voit les étapes de création de la géométrie nécessaire à la simulation hydraulique :



**Figure 2.6.** Étapes de création de la géométrie sous ArcGIS

Le choix des données d'entrée pour la définition de la géométrie de la rivière est très important puisque la précision des résultats dépend directement de la précision des données topographiques utilisées.

Dans la présente étude, nous allons utiliser le modèle numérique de terrain SRTM produit en collaboration entre la NASA et le METI (Japon). Ce MNT est disponible pour un pas (taille de pixel) de 30 m.

Le niveau de précision offert par les données SRTM paraît convenable à l'étude de rupture du barrage des Zardézas, de plus le MNT était localement enrichi par :

- La carte d'état-major au 1 / 50 000e.
- L'insertion de la bathymétrie de la retenue.
- Des données topographiques fournies par l'exploitant du barrage.

## 2.2. Paramétrage des modèles

Les coefficients de Manning introduits dans les deux modèles correspondent aux valeurs théoriques proposées par (Chow, 1859) une valeur de 0.05 a été adoptée dans les lits majeurs et de 0.033 dans le lit mineur. Le choix des coefficients de Manning a fait par la suite l'objet d'une analyse de sensibilité.

Les pertes de charges liées aux contractions et expansions du lit, naturelles ou liées à des obstacles, sont prises en compte dans le modèle avec des coefficients respectifs de 0.1 et 0.3.

Les profils en travers représentatifs du cours d'eau ont été interpolés pour avoir en premier lieu un espacement moyen de 300 m. Le choix de la distance entre les sections a fait par la suite l'objet d'une analyse de sensibilité.

Comme, les crues de ruptures de barrages entraînent des variations rapides de niveaux d'eau et de débits, leur analyse nécessite d'ajuster le pas de temps (time step) dans les modèles numériques selon une courte durée et ce, afin d'améliorer la précision et la stabilité de l'analyse. Ainsi, le pas de temps dans les deux logiciels a été ajusté à 60 secondes.

Le type de rupture choisi est une rupture quasi instantanée (en 6 minutes) de 9 plots de la partie centrale du barrage fondés en partie ou en totalité sur les grès rouges. La brèche est de forme rectangulaire et présente une largeur de 158 m. On estime que la rupture est initiée

lorsque le niveau d'eau atteint la cote 199 NGA. Les paramètres de la rupture ont été spécifiés dans la même manière dans les deux logiciels. Toutefois HEC RAS requiert la création d'une section supplémentaire représentant le barrage (Inline structure). À noter que cet ajout nécessaire à la création du modèle HEC RAS ne va pas affecter les résultats des calculs. (Heimrich)

L'hydrogramme de la crue décennale construit grâce à l'analyse hydrologique du bassin des Zardezas dans le chapitre 5 est introduit à la limite amont des deux modèles. La condition frontière aval était spécifiée de manières différentes dans les deux modèles, et ce parce que le logiciel MIKE11 permet de définir une condition frontière aval basée sur une courbe de tarage générée automatiquement par le logiciel. Le logiciel HEC RAS, dans sa version 4.1, n'est pas doté de cette option, la condition aval utilisée dans ce dernier a été définie à partir de la profondeur normale (basée sur la pente du thalweg entre les deux dernières sections modélisées). Selon Heimrich, (2006) ce genre de modification de condition aval n'entraîne pas de changement aux résultats obtenus par les deux modèles.

Les autres paramètres de calcul ont été définis lors des simulations :

- Le paramètre de pondération dans le modèle HEC-RAS a été choisi après plusieurs essais, la seule valeur qui a permis l'obtention d'une solution stable est celle de  $\alpha = 0.9$ , donc une étude de sensibilité vis-à-vis ce paramètre n'a pas pu être effectuée. La même valeur a été introduite dans MIKE 11 afin d'éviter d'éventuelles implications de  $\alpha$  dans les différences des résultats. Il est à noter que le paramètre de pondération est fixé par défaut à 1 dans les deux logiciels.

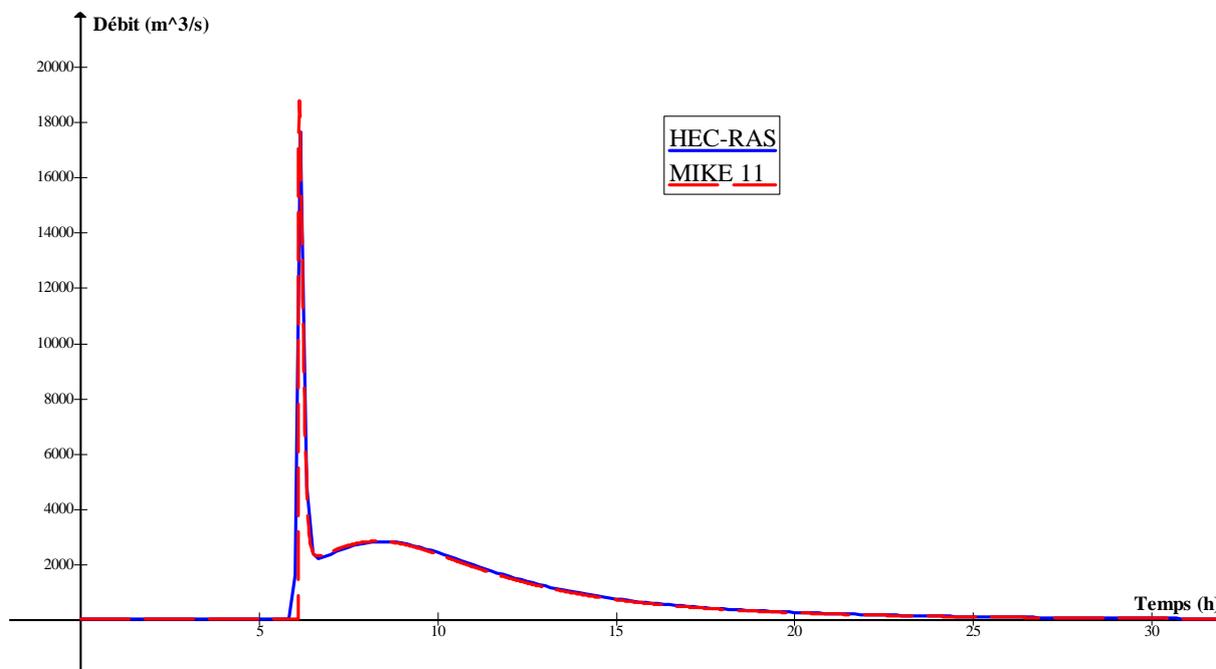
- La valeur par défaut du nombre d'itérations maximum qui est égale à 20 dans HEC-RAS était ajustée à 40 afin de donner une solution stable. À noter qu'une valeur de 10 itérations (la valeur par défaut) dans MIKE11 a permis d'obtenir une solution stable.

Une fois les modèles montés, les simulations ont pu être entamées.

### 3. Résultats et discussion

#### 3.1. Débit à l'ouvrage

La figure 3.6 montre les deux hydrogrammes déterminés au droit du barrage des Zardezas suite à sa rupture.



**Figure 3.6.** Hydrogrammes au barrage suite à sa rupture (MIKE11 et HEC RAS).

Sur la figure 3.6, on remarque que la différence de débit de rupture au niveau de l'ouvrage est relativement faible, elle n'est que de 7.77%; MIKE11 a estimé un débit de pointe de 18789 m<sup>3</sup>/s alors que HEC-RAS a estimé un débit de pointe de 17328 m<sup>3</sup>/s.

La forme des hydrogrammes est similaire, toutefois les temps de pointe sont légèrement différents, et ce, même si les paramètres de rupture ont été définis de la même manière dans les deux modèles. Ceci peut être expliqué par la différence entre les équations qui permettent de calculer le débit de pointe à l'ouvrage tel que montré dans le chapitre 3, notamment dans la façon qu'emploient les deux modèles pour le traitement des effets de submergence aval.

Afin de vérifier l'ordre de grandeur du débit de rupture estimé par HEC-RAS et MIKE 11 nous avons appliqué trois formules empiriques détaillées dans le paragraphe 2 du deuxième chapitre. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

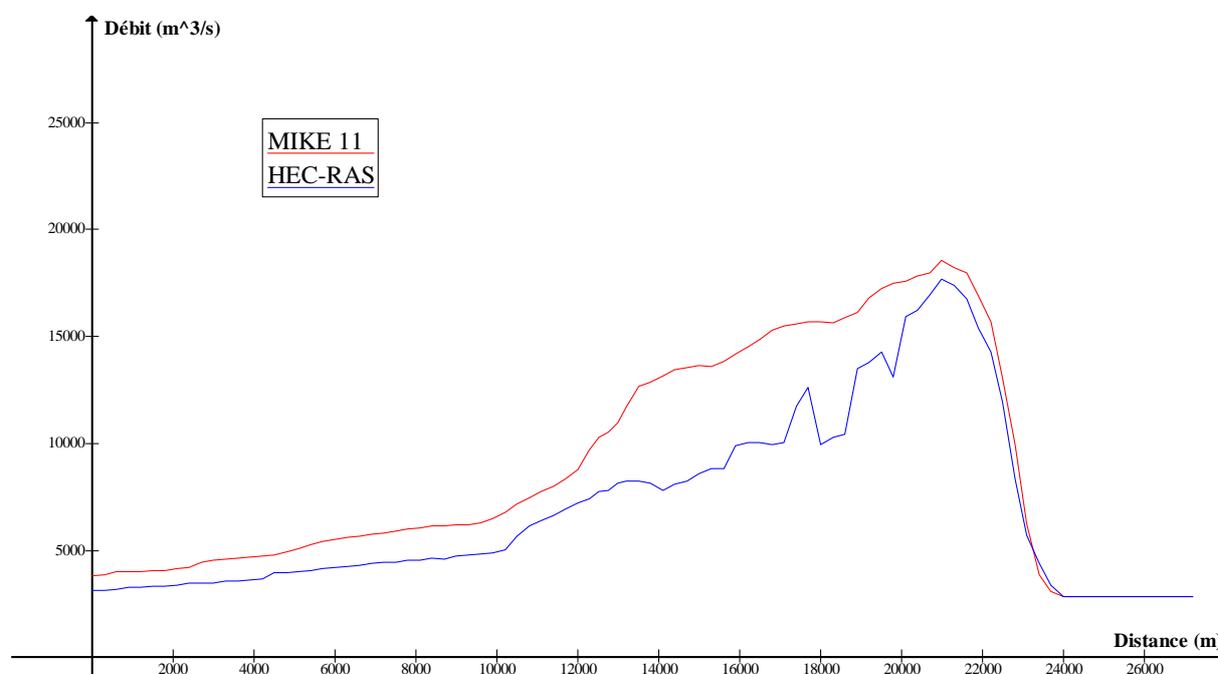
**Tableau 1.6.** Vérification du débit de rupture

Méthode	Débit de pointe
Formule de Ritter	17959
Formule de Hagen	14928
Formule de Molinaro	17212
HEC-RAS	17402
MIKE 11	18789

On observe que les valeurs obtenues par les formules empiriques sont très proches des débits de pointe obtenus par les deux modèles.

### 3.2. Évolution du débit

La figure 4 montre les débits de pointe déterminés sur le tronçon modélisé.



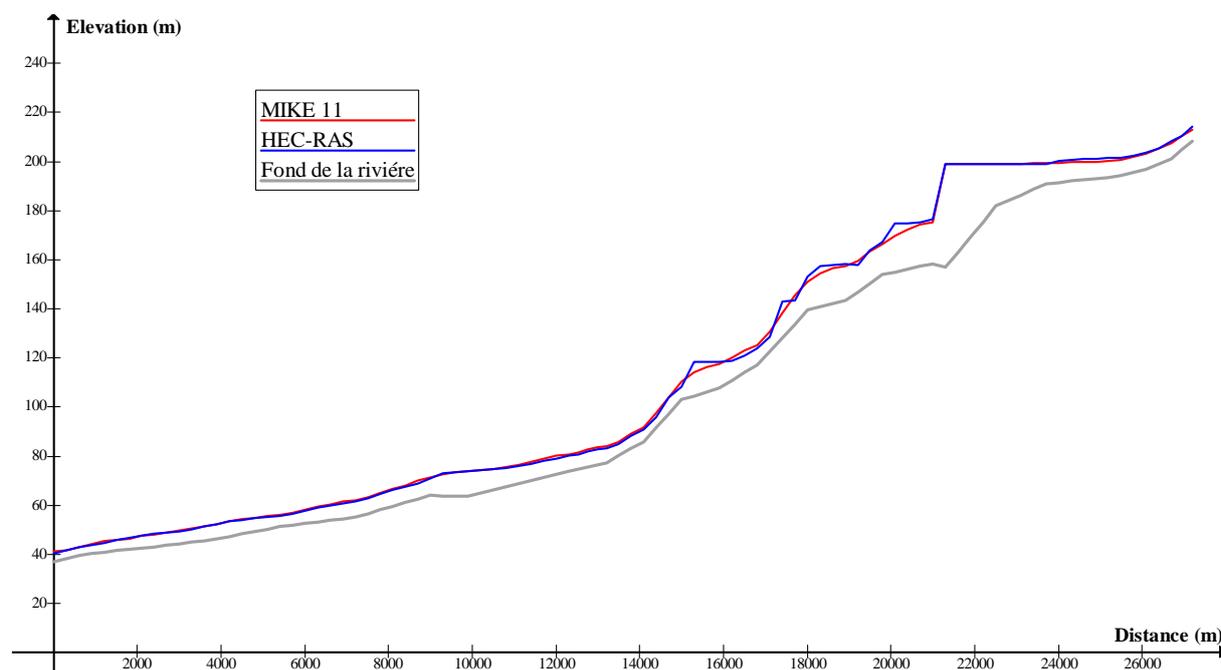
**Figure 4.6.** Profil des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage des Zardézas (HEC RAS et MIKE11).

Malgré que les débits de pointe au niveau du barrage à  $X = 21000$  m estimés par les deux modèles sont très rapprochés, des écarts considérables ont été remarqués dans la totalité du tronçon modélisé. La pointe de l'onde de rupture dans HEC-RAS s'écrête plus rapidement que dans MIKE11 notamment dans la zone comprise entre les profils  $X = 21000$  m et  $X =$

13000 m on note également la présence de fluctuations dans la courbe produite par HEC-RAS. L'écart de débit dans cette partie peut atteindre  $5500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Les écarts de débits se rétrécissent et se stabilisent en aval à environ  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  en moyenne.

### 3.3. Profil des niveaux d'eau maximums :

La figure 5.6 montre les profils d'écoulement avec les niveaux maximums estimés par les deux modèles sur l'ensemble du tronçon modélisé, suite à la rupture du barrage des Zardézas.



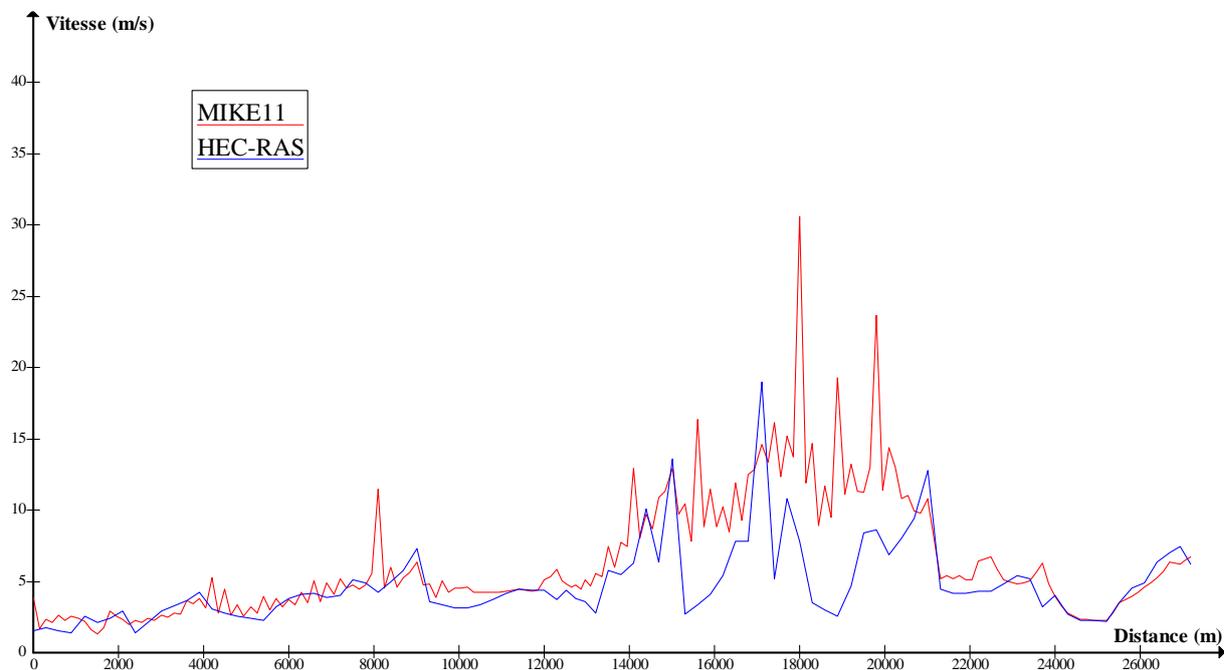
**Figure 5.6.** Débits de pointes atteints suite à la rupture du barrage des Zardézas (HEC RAS et MIKE11).

Dans les premiers 7 Km à l'aval du barrage (entre les profils  $x = 21000 \text{ m}$  et  $x = 14000 \text{ m}$ ) où la vallée est plus accidentée on remarque d'importantes différences entre les deux modèles quant au niveau d'eau maximums atteints suite à la rupture du barrage des Zardézas. D'après les résultats de HEC-RAS la variation des niveaux des eaux dans cette partie présente d'importantes fluctuations, dans lesquelles HEC-RAS a surestimé le niveau maximal d'eau par rapport à MIKE 11 par des écarts qui varient entre 2 et 5.8 m.

Dans l'autre partie de la vallée caractérisée par une vallée large à faible pente de fond, les niveaux d'eau maximums déterminés par les deux codes de calcul sont pratiquement similaires alors que l'écart maximal est d'environ 0.4 m.

### 3.4. Vitesses maximales atteintes :

La figure (6.6) montre les vitesses maximales atteintes lors du passage de la crue de rupture du barrage des Zardezaz :



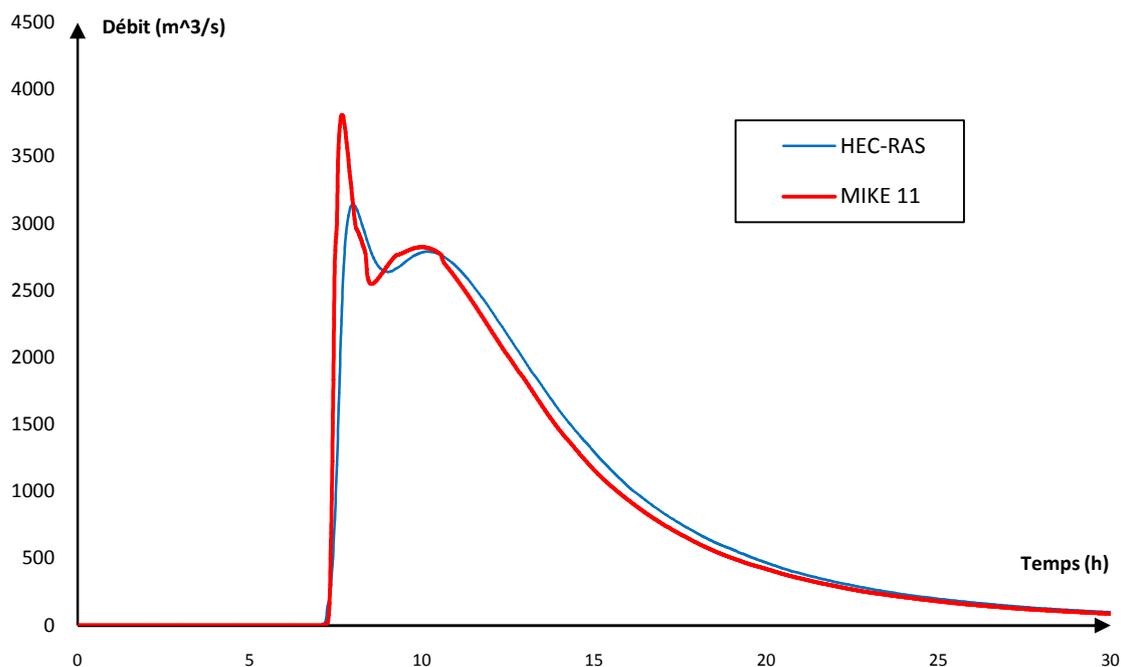
**Figure 6.6.** Vitesses maximales atteintes suite à la rupture du barrage des Zardezaz (HEC RAS et MIKE11).

On remarque une grande différence entre les vitesses estimées par les deux modèles, ces différences sont très évidentes dans la partie du Saf-Saf présentant des pentes raides c'est-à-dire entre les profils  $X = 21000$  m et  $X = 14000$  m. MIKE11 a estimé des vitesses beaucoup plus importantes que HEC-RAS, alors que l'écart maximal entre les deux modèles est 19 m/s.

Dans la partie aval, présentant des pentes de fond moins raides, les deux modèles ont abouti à des vitesses d'écoulement assez proches avec des écarts entre les vitesses de 1 m/s en moyenne.

### 3.5. Hydrogrammes de crue en aval du tronçon modélisé:

La figure (7.6) montre les hydrogrammes aval de l'oued Saf-Saf lors de la simulation avec les modèles numériques HEC RAS et MIKE 11.



**Figure 7.6.** Hydrogrammes de crue en aval du tronçon modélisé (HEC-RAS et MIKE11).

On peut observer des différences notables entre les débits de pointe estimés par les deux modèles numériques à la fin du tronçon modélisé, alors que l'on obtient un débit de pointe d'environ  $3766 \text{ m}^3/\text{s}$  avec le modèle MIKE 11 et d'environ  $3143 \text{ m}^3/\text{s}$  avec le modèle HEC RAS.

Un déphasage d'environ 20 minutes est constaté entre les deux hydrogrammes. Toutefois, le volume sous ces courbes est le même si on considère tout le temps de la simulation qui est égale à 65 heures.

#### 4. Analyse de sensibilité des résultats

Une analyse de sensibilité a été effectuée pour vérifier l'influence de différents paramètres de modélisation sur les résultats des deux modèles et éventuellement pour expliquer les différences entre les résultats présentés précédemment.

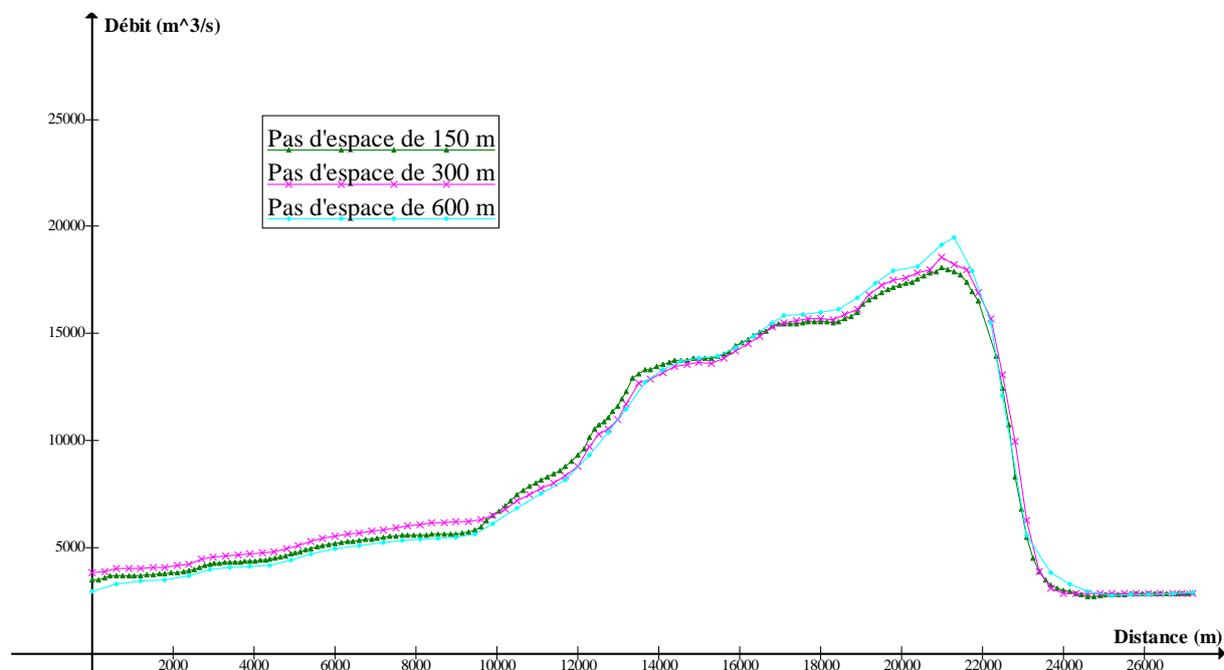
##### 4.1. Sensibilité des résultats de MIKE11 à différents paramètres de modélisation

###### 4.1.1. Influence du pas d'espace

Des simulations avec un espacement moyen entre les profils en travers de 150 m, 300 m, 600 m ont été effectuées afin d'analyser la sensibilité des résultats. À noter que des pas d'espace de 50 m et de 700 m n'ont pas abouti à des solutions stables dans les deux modèles.

#### 4.1.1.1. Influence du pas d'espace sur les débits de pointe

La figure suivante montre les débits de pointes estimés par MIKE11 pour différents pas d'espaces :



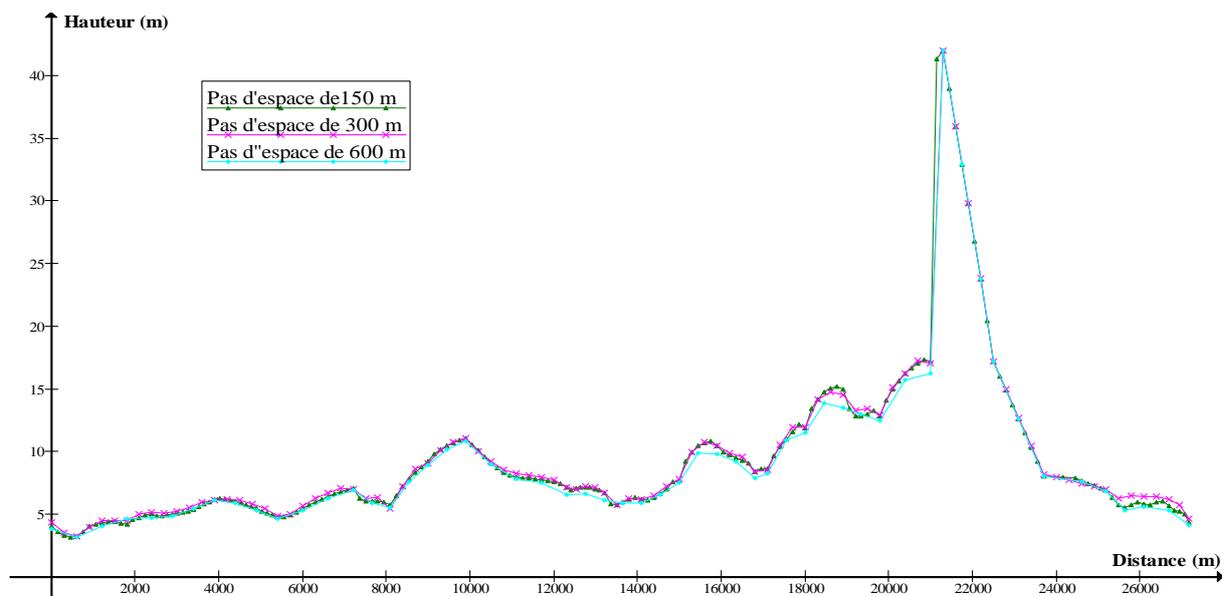
**Figure 8.6.** Influence du pas d'espace sur les débits de pointes (MIKE11)

On remarque que les débits de pointes obtenus par différents pas d'espace sont très proches, les plus grands écarts sont remarqués dans la zone comprise entre le barrage et le profil X = 17000 m, les écarts maximums sont enregistrés dans cette partie ayant des valeurs de 1100 m<sup>3</sup>/s et de 520 m<sup>3</sup>/s, dans la partie aval l'écart moyen est de 300 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.1.1.2. Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales des eaux

Les hauteurs maximales des eaux atteintes lors du passage de la crue de rupture du barrage des Zardézas sont obtenues en calculant la différence entre les profils des niveaux d'eau maximums et initiaux.

La figure suivante montre les hauteurs estimées par MIKE11 pour différents pas d'espaces :

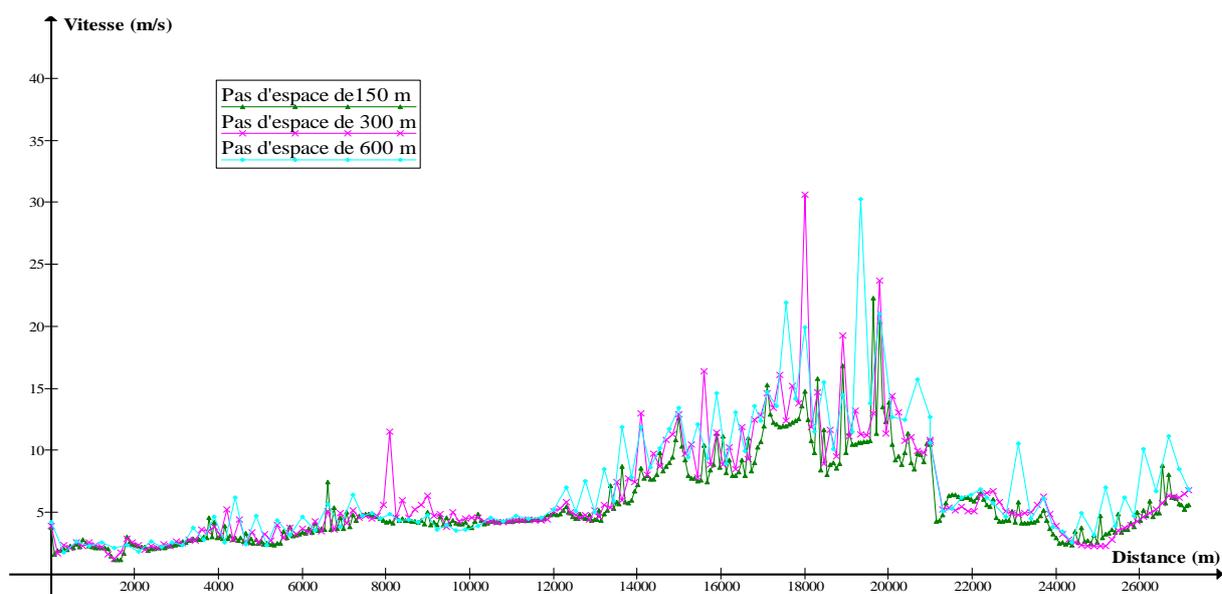


**Figure 9.6.** Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales (MIKE11)

Les hauteurs produites sont très proches le long de la vallée du Saf-Saf, les plus grandes différences ont été observées entre les profils  $X = 21000$  m et  $X = 12000$  m et les écarts maximums se situent entre 0.3 et 1 m. Dans l'autre partie, l'écart se stabilise à 0.25 m en moyenne.

#### 4.1.1.3. Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales

La figure suivante montre les vitesses maximales estimées par MIKE11 pour différents pas d'espaces :



**Figure 10.6.** Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales (MIKE11)

Les vitesses sont confondues le long de la vallée, les plus grandes différences sont remarquées entre les profils X=21000 m et X= 12000 m, soit la partie la plus raide de la zone d'étude, les écarts maximums se situent entre 11 m/s et 16 m/s. À l'aval l'écart se réduit à 2 m/s en moyenne.

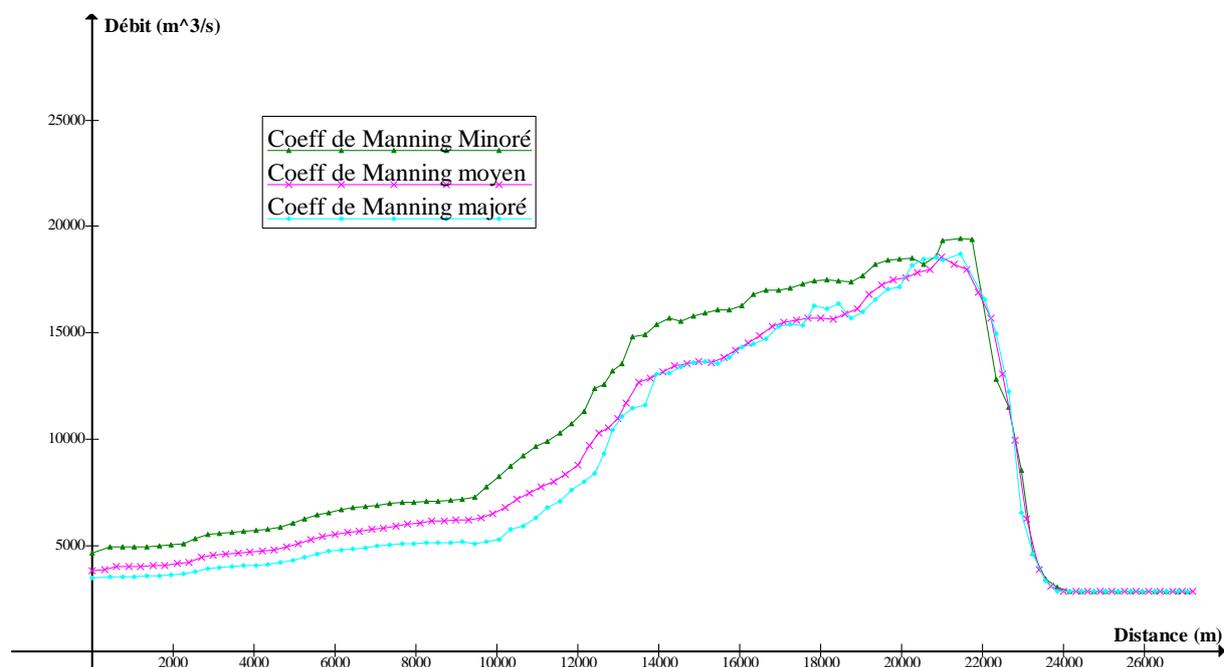
#### 4.1.2. Influence du coefficient de rugosité

Les gammes des coefficients de Manning utilisés dans cette analyse pour le lit mineur et les rives inondables sont respectivement comme suit :

- moyen : [0.033 ; 0.05]
- majoré : [0.05 ; 0.07]
- minoré : [0.025 ; 0.04]

##### 4.1.2.1. Influence du coefficient de rugosité sur le débit

La figure (11.6), résultat du modèle MIKE 11, présente la variation de débit le long de la vallée en fonction de la rugosité :



**Figure 11.6.** Influence du coefficient de Manning sur les débits de pointe (MIKE11)

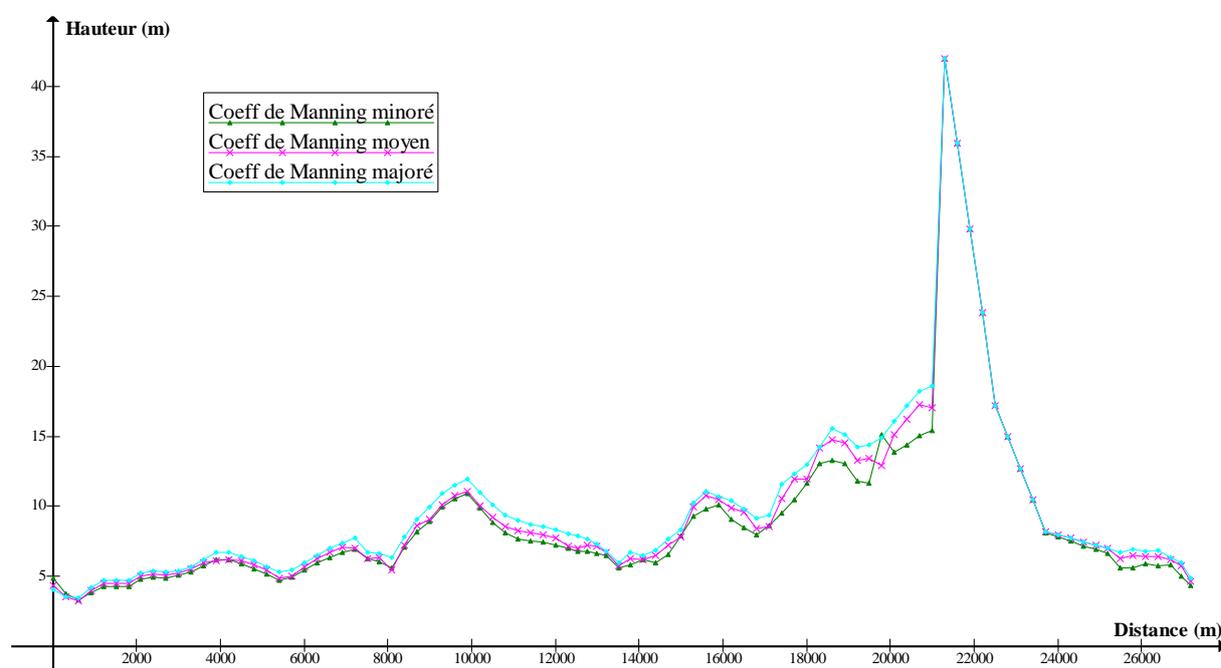
On remarque que dans les premiers 1000 m en aval du barrage les débits obtenus sont très proches peu importe la gamme des coefficients de rugosité adoptée. Les valeurs de débit s'écartent à partir du profil X = 20000 m jusqu'à la fin du tronçon. Les valeurs des débits sont

décroissantes avec les valeurs de rugosité pratiquement dans la quasi-totalité de la vallée modélisée.

La plage des écarts maximums se situe entre les profils X =20000 m et X =12000 m, on enregistre un écart maximal de 2300 m<sup>3</sup>/s, cette importante augmentation de débit est due à l'accroissement de la pente dans cette partie. Après le profil X =12000 l'écart se stabilise à environ 770 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.1.2.2. Influence du coefficient de rugosité sur les hauteurs d'eau

La figure suivante montre la variation des hauteurs maximales des eaux calculées par MIKE 11 en fonction de la rugosité :

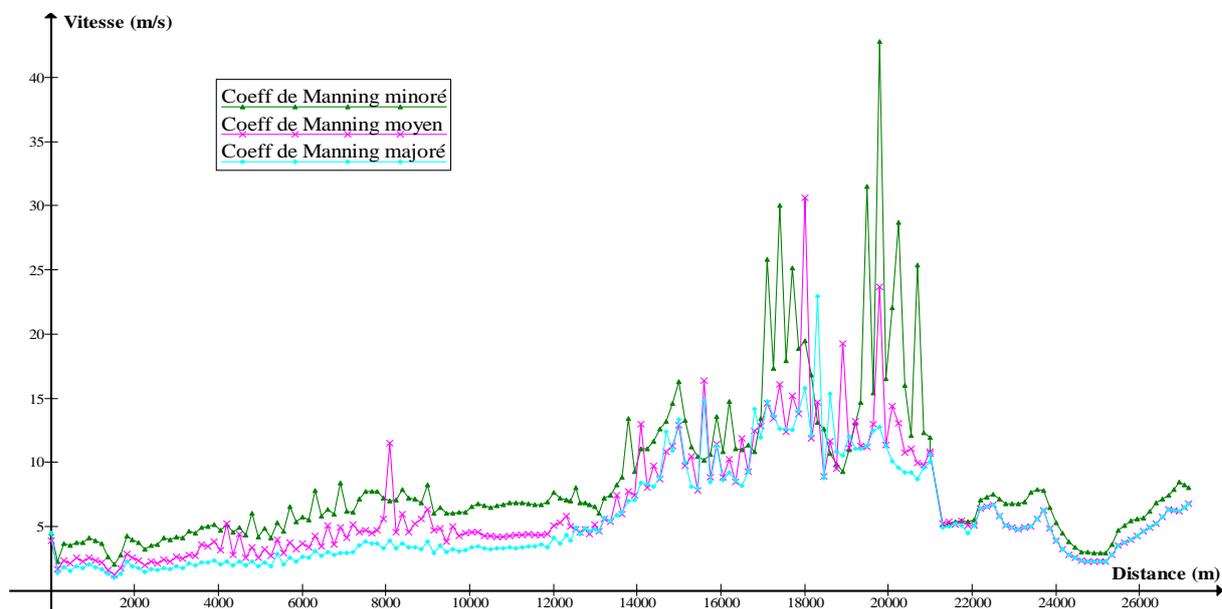


**Figure 12.6.** Influence du coefficient de Manning sur les hauteurs maximales (MIKE11)

La figure (12.6) montre une fonction d'ordre croissant entre la hauteur d'eau et la valeur de rugosité. Toutefois, dans les premiers 2000 m après le barrage on remarque que les hauteurs d'eau sont confondues, l'écart maximal est atteint dans cette partie il est de 2.22 m, après le profil X= 19000 m l'écart commence à diminuer il se stabilise à X=15000 m avec une moyenne de 0.4 m.

### 4.1. 2. 3. Influence du coefficient de rugosité sur les vitesses d'écoulement

La figure suivante montre la variation des vitesses maximales des eaux calculées par MIKE 11 en fonction de la rugosité :



**Figure 13.6.** Influence du coefficient de Manning sur les vitesses maximales (MIKE11)

On remarque dans la figure que les valeurs des vitesses sont à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité, l'exception est remarquée entre les profils X= 19500 m et X = 18000 m.

La plage des écarts maximaux se situe entre les profils X=18000 m et 14000 m, on enregistre un écart maximal de 14 m/s, cette importante augmentation de vitesse est due à l'accroissement de la pente dans cette partie.

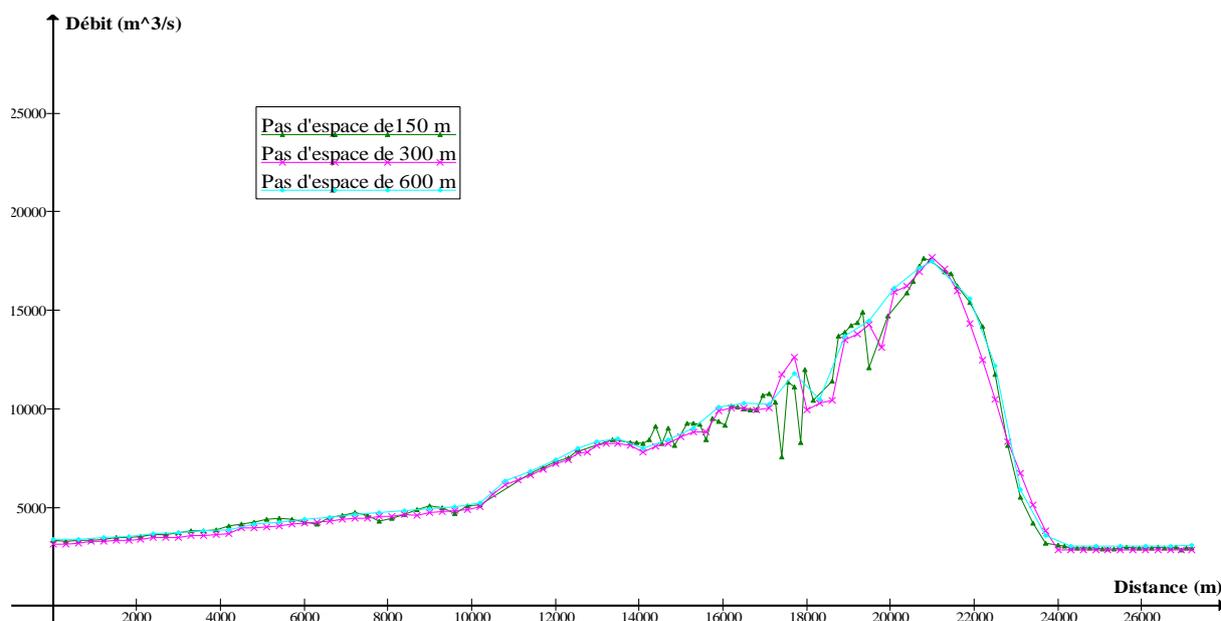
Après le profil X= 14000 m l'écart commence à diminuer et à se stabiliser à 2 m/s en moyenne.

## 4.2. Sensibilité des résultats de HEC-RAS à différents paramètres de modélisation

### 4.2.1. Influence du pas d'espace

#### 4.2.1.1. Influence du pas d'espace sur les débits de pointe

La figure suivante montre les débits maximaux estimés par HEC-RAS pour différents pas d'espaces :

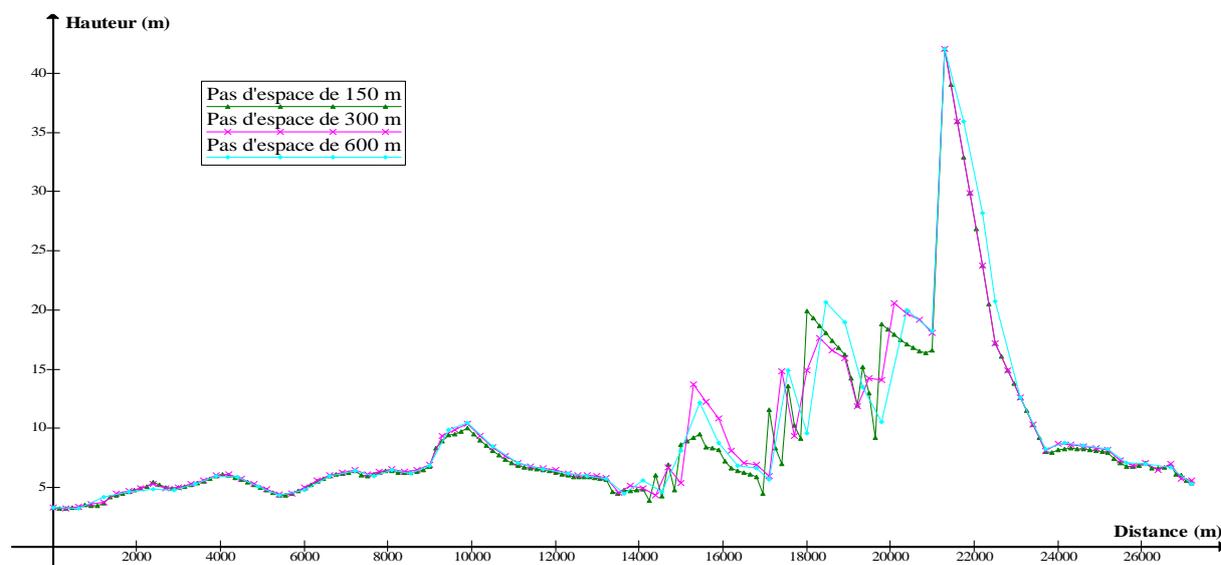


**Figure 14.6.** Influence du pas d'espace sur les débits de pointe (HEC-RAS)

Les différences entre les débits de pointe calculés en utilisant des pas de temps différents sont très claires entre les profils  $X=21000$  m et  $X=14000$  m. Le pas d'espace de 150 m provoque des fluctuations très importantes, dans cette zone présentant des pentes très raides les écarts maximaux se situent entre  $2500$  m<sup>3</sup>/s et  $1300$  m<sup>3</sup>/s. Dans l'autre partie, l'écart se rétrécit à  $120$  m<sup>3</sup>/s en moyenne.

#### 4.2.1.2. Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales des eaux

La figure suivante montre les hauteurs estimées par HEC-RAS pour différents pas d'espaces :



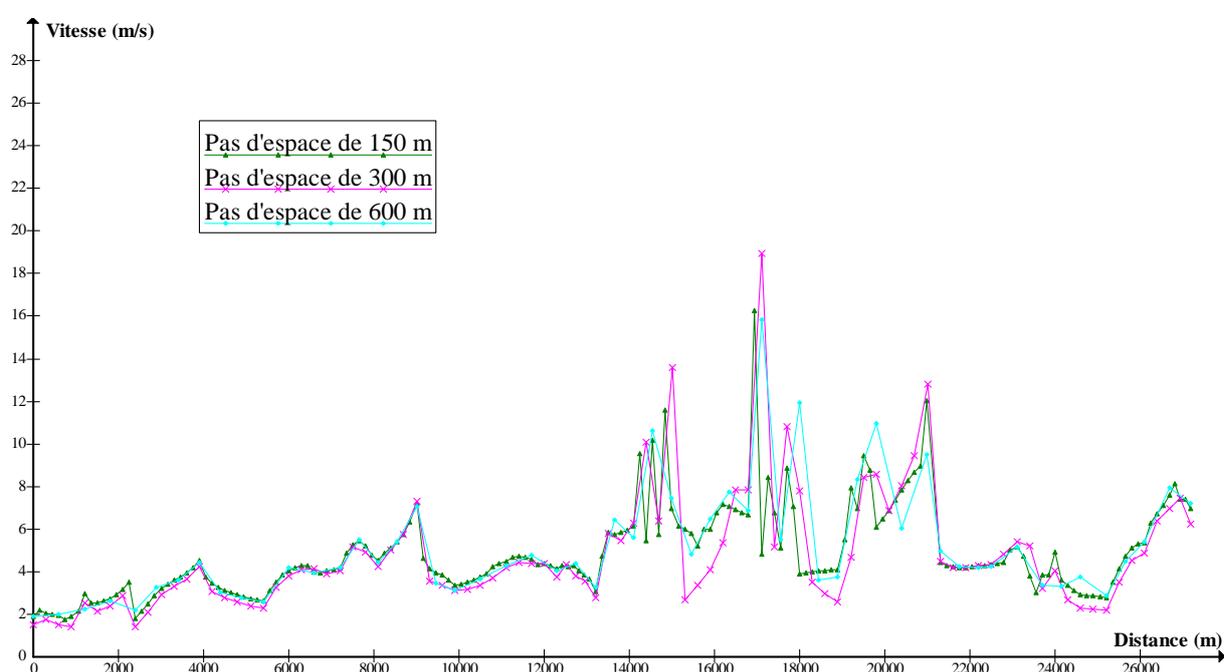
**Figure 15.6.** Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales (HEC-RAS)

Dans la première partie après le barrage qui se situe entre  $X = 21000$  m et  $X = 14000$  m on remarque que les hauteurs d'eau sont confondues et que les écarts sont importants, ils varient entre 5 et 1.6 m, ceci peut être dû à la configuration de l'oued dans cette partie.

À partir du profil  $X = 14000$  m les écarts diminuent et se stabilisent à seulement 0.3 m en moyenne.

#### 4.2.1.3. Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales

La figure suivante montre les vitesses maximales estimées par HEC-RAS pour différents pas d'espaces :



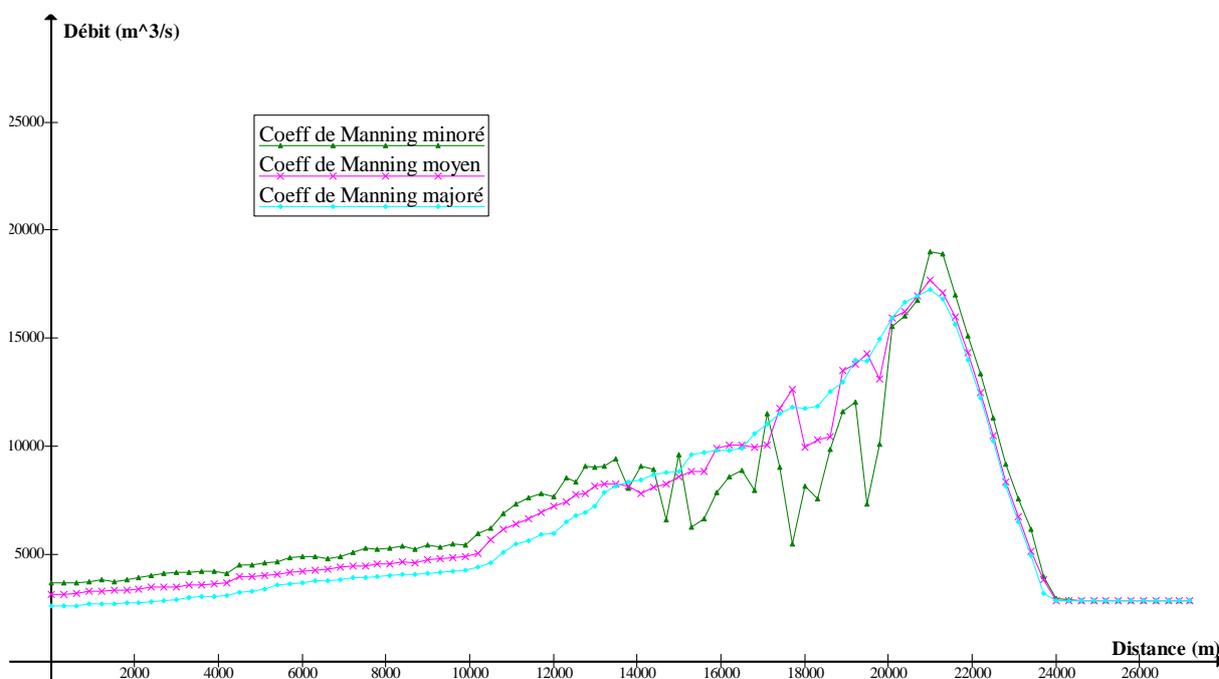
**Figure 16.6.** Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales (HEC-RAS)

Les vitesses sont confondues tout le long du tronçon, les plus grands écarts sont situés entre les profils  $X = 21000$  m et  $X = 14000$  m, les écarts maximaux varient entre 3 m/s et 2.73 m/s dans cette partie. L'écart se stabilise à partir du profil  $X = 14000$  m à 0.6 m/s en moyenne.

## 4.2.2. Influence du coefficient de rugosité

### 4.2.2.1. Influence du coefficient de rugosité sur le débit

La figure suivante présente la variation des débits de pointe calculés par HEC-RAS en fonction de la rugosité sur tout le tronçon modélisé :



**Figure 17.6.** Influence du coefficient de Manning sur le débit de pointe (HEC-RAS)

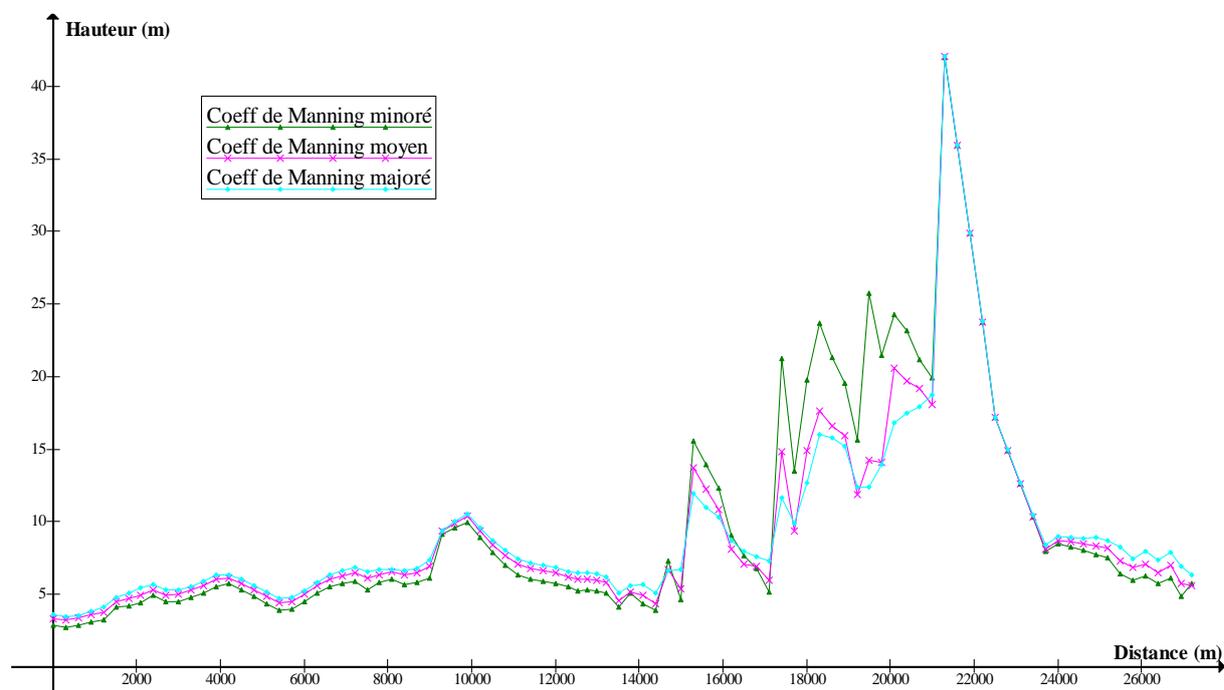
Les valeurs de débits calculés par HEC-RAS avec différentes gammes de rugosité sont très proches dans les premiers 1000 m à l'aval du barrage. Les valeurs de débits s'écartent à partir du profil X = 20000 m jusqu'à la fin du tronçon étudié.

On observe entre les profils X = 20000 m et X= 14000 m, que les débits maximums obtenus par les différentes gammes de coefficients de Manning sont confondus, une confusion due à des fluctuations au niveau des courbes avec successions des pics importants, ces fluctuations augmentent considérablement en diminuant le coefficient de Manning, L'écart maximal de débit dans cette partie varie entre 1700 m<sup>3</sup>/s et 7000 m<sup>3</sup>/s.

Après le profil X= 14000 m, les valeurs des débits deviennent à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité. L'écart entre les débits se réduit à 600 m<sup>3</sup>/s en moyenne.

#### 4.2.2.2. Influence du coefficient de rugosité sur les hauteurs d'eau

La figure suivante montre la variation des hauteurs maximales des eaux estimées par HEC-RAS en fonction de la rugosité :



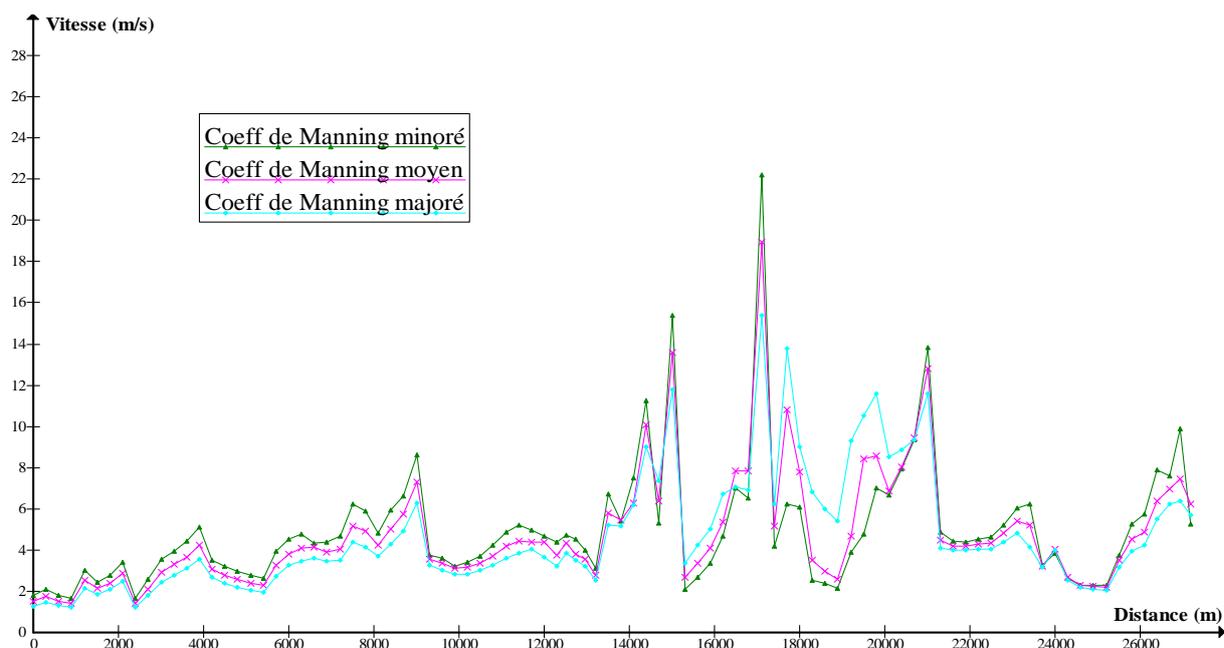
**Figure 18.6.** Influence du coefficient de rugosité sur les hauteurs d'eau (HEC-RAS)

Dans la première partie qui débute du barrage  $X=21000$  m jusqu'au profil  $X=15000$  m on remarque la présence de fluctuations, les valeurs des hauteurs d'eau sont pratiquement à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité, les fluctuations sont plus importantes en diminuant les valeurs de rugosité, l'écart maximal est atteint dans cette partie il est de 2.22 m.

Alors qu'à partir du profil  $X=15000$  m jusqu'au profil  $X=0$  m, les valeurs des hauteurs d'eau sont à l'ordre croissant avec les valeurs de rugosité. Dans cette partie l'écart diminue et se stabilise à 0.4 m en moyenne.

#### 4.2.2.3. Influence du coefficient de rugosité sur les vitesses d'écoulement

La figure suivante montre la variation des vitesses maximales des eaux estimées par HEC-RAS en fonction de la rugosité :



**Figure 19.6.** Influence du coefficient de rugosité sur les vitesses d'écoulement (HEC-RAS)

Dans la première partie qui débute du barrage  $X= 21000$  m jusqu'au profil  $X= 15000$  m, marquée par la présence de fluctuations, dans la quasi-totalité du tronçon les valeurs des hauteurs d'eau sont pratiquement à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité, l'écart maximal est atteint dans cette partie il est entre 2.87 m et 4.5 m.

À partir du profil  $X= 15000$  m jusqu'à la limite aval, les valeurs des hauteurs d'eau sont à l'ordre croissant avec les valeurs de rugosité. L'écart commence à diminuer et à se stabiliser à 0.5 m en moyenne.

#### 4.3. Interprétation des résultats:

D'après les résultats des deux modèles, les coefficients de rugosité ont une influence importante sur les débits, hauteurs et vitesses de l'onde de rupture exceptée dans l'aval immédiat du barrage. Ce qui concorde avec la théorie de Hervout (2001) qui explique ce fait par la dominance des phénomènes d'inertie devant ceux de frottement dans l'aval immédiat d'un barrage rompu.

Les figures (12.6) et (14.6) résultats du modèle MIKE11, montrent que les valeurs des débits et des vitesses sont à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité, alors que la figure (13.6) montre une fonction d'ordre croissant entre la hauteur d'eau et la valeur de rugosité.

Par contre dans les figures (18.6) et (20.6) résultats du modèle HEC-RAS, nous avons constaté que les valeurs des débits et des vitesses sont à l'ordre croissant avec les valeurs de rugosité dans les premiers 7 km après le barrage présentant de fortes pentes de fond et deviennent à l'ordre croissant avec les valeurs de rugosité dans l'autre partie du tronçon.

Dans la figure (19.6) on constate une fonction d'ordre décroissant entre la hauteur d'eau et la valeur de rugosité dans la partie raide de la vallée et une fonction d'ordre croissant entre la hauteur d'eau et la valeur de rugosité dans la partie douce.

Ceci peut être causé par des problèmes de convergences dans la résolution dynamique des équations de Saint Venant dus aux changements brusques dans le régime d'écoulement dans cette partie qui présentent des pentes localement fortes. (Fread, 1998).

La variation du pas d'espace a une influence moins importante sur les résultats de cette étude, cette influence était plus nette dans la zone la plus pentue de l'oued Saf-Saf, en effet le pas d'espace a un lien direct avec les paramètres reliés à la débitance dans l'équation de Manning en particulier avec la ligne d'énergie entre deux profils.

Il faut rappeler qu'on n'a pas pu effectué des simulations avec des pas de 50 m et de 700 m jugés respectivement très rapprochés et très éloignés pour permettre de calculer la Débitance.

## **Conclusion**

Les modèles HEC-RAS et MIKE 11 ont permis de simuler l'onde de rupture du barrage des Zardézas sur une longueur de 27 km jusqu'à l'aval de la cité rurale Sahki Ahmed ; en considérant une rupture quasi instantanée de 9 plots du barrage concomitante avec une crue décamillénale.

La première remarque faite lors des analyses c'est la souplesse de MIKE11 par rapport à HEC-RAS dans le choix des différents paramètres de simulation.

Les débits de pointe au droit du barrage obtenus par les deux logiciels ont été quasiment identiques du fait que MIKE 11 a estimé une valeur de  $18789 \text{ m}^3/\text{s}$  et HEC-RAS  $17402 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La propagation des hydrogrammes de rupture dans MIKE11 et HEC-RAS a permis de constater que les résultats des deux modèles s'écartent sur l'ensemble des résultats hydrauliques dans les zones présentant de fortes pentes longitudinales, tandis qu'ils se rapprochent dans les parties douces du tronçon modélisé.

Des analyses de sensibilité des résultats des deux codes de calcul envers deux principaux paramètres de calcul à savoir les pas d'espace et la rugosité ont été effectuées. On a constaté que le coefficient de rugosité est le paramètre qui a le plus d'influence sur les résultats dans les deux logiciels.

On a également constaté que les changements des coefficients de rugosité dans le modèle HEC-RAS entraînent des erreurs dans les calculs ainsi que d'importantes fluctuations au niveau des débits et des hauteurs d'eaux ceci se traduit par des écarts considérables entre les résultats et ce, en particulier dans la partie raide de la vallée.

Ces constatations nous emmènent, à conclure que MIKE 11 est mieux adapté que HEC-RAS pour ce cas d'étude. Par conséquent, les résultats obtenus par MIKE 11 ont été transférés vers le SIG pour le dessin des zones inondables et l'analyse des risques afin d'établir un plan particulier d'inondation en cas de rupture du barrage des Zardezas.

Ce travail a fait l'objet de :

**Communications internationales :**

- Communication intitulée « Evaluation des conséquences dans la zone aval en cas de rupture du barrage Zardezas ». Deuxième Séminaire International Euro-Méditerranéen Aménagement du Territoire, Gestion des Risques et Sécurité Routière, 25-27 septembre 2012, Batna, Algérie.
- Communication intitulée « Prévision des risques dus à la rupture du barrage des Zardezas, Skikda, Algérie ». Congrès International Matériaux & Stabilité Structurale, 27-30 Novembre 2013, Rabat, Maroc.
- Communication intitulée « Etude de l'impact des crues déversées par le barrage des Zardézas sur les ouvrages d'arts en aval ». Colloque international "La Géomatique, ses Applications en Géosciences et en Aménagement du Territoire", 2-3 décembre 2014, Constantine, Algérie.
- Communication intitulée « Prévision des risques dus à la rupture du barrage des Zardezas 'Skikda, Algérie' ». Colloque international "Sols eau et environnement CISEE'14", 10-11 Novembre 2014, Annaba, Algérie.

**Communications nationales :**

- Communication intitulée « Evaluation des conséquences dans la zone aval en cas de rupture du barrage Zardezas ». Le 1er Séminaire national des Géorisques, 04-05 Décembre 2012, Jijel, Algérie.

**Deux publications internationales :**

- Derdous O., Djemili L., Bouchehed H., Bouguerra H. 2015. Dam Break Flood Forecasting Via MIKE 11: Case Study of Zardezas Reservoir in Skikda, Algeria. Dam Engineering. Vol. XXV. Issue 3. p. 91-101.

- Derdous O., Djemili L., Bouchehed H., Tachi S.E. 2015. A GIS based approach for the prediction of the dam break flood hazard – A case study of Zardezas reservoir “Skikda, Algeria”. Journal of Water and Land Development. No. 27 p. 15–20.