

## Chapitre 4 : Etude hydrologique

### I- Introduction

L'objectif de l'étude hydrologique est de reconnaître les « crues de projet » par les aspects du débit de pointe et de l'hydrogramme de crue. Pour l'étude des crues, nous utiliserons la méthode du Gradex. C'est la méthode de référence pour les bassins versant des zones de reliefs et a été utilisée dans de nombreux pays étrangers. Cette méthode est choisit afin d'atteindre deux sous-objectifs :

- estimer les débits de pointe ( $Q_p$ ) à l'exutoire du bassin versant étudié, pour des périodes de retour allant de 10 à 1000 ans ;
- déterminer la forme de l'hydrogramme des crues et estimer les volumes de crues.

### II- Rappel des principes de la méthode :

D'après Rémy Garçon (2001), la méthode Gradex est une méthode probabiliste : « Comparée à d'autres outils d'aide à la détermination de la crue de projet, la première caractéristique de la méthode du Gradex est de prendre place dans la famille des méthodes probabilistes, par opposition à celle des méthodes maximalistes. Il ne s'agit pas de fournir une estimation du maximum possible (ou « probable ») du débit d'une rivière en un lieu donné, mais d'estimer la probabilité de dépasser des valeurs extrêmement fortes. Cette approche des valeurs extrêmes permet au projeteur d'afficher un niveau de fiabilité explicite vis-à-vis du risque de crue, niveau qui dépendra généralement de la vulnérabilité de la vallée aux conséquences d'une crue dépassant la crue de projet ».

« La référence à une crue « maximale » ou à une fraction de celle-ci peut alors être abandonnée au profit d'un dimensionnement à une crue de durée de retour donnée, par exemple la crue millennale ou la crue décennennale (celles ayant une chance sur mille ou sur dix mille d'être dépassées une année donnée) ».

Le succès de cette méthode est en particulier lié à sa (relative) facilité de mise en œuvre, qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit.

### III- Description de méthode du Gradex

Pour l'application de la méthode du Gradex, on a procédé aux étapes suivantes :

- Ajustement par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières et détermination, des  $P_{jmax}(T)$  pour une période « T » allant de 10 à 100ans ;
- Détermination du Gradex journalier ( $G_p(24)$ ). Le passage des valeurs journalières aux valeurs en 24h se fait en majorant les valeurs journalières de 15% pour tenir compte de la coulissance de la pluie ;
- Calcul du Gradex des pluies sur le temps de concentration  $G_p(T_c)$  à partir du Gradex des pluies en 24 heures ;
- Calcul du débit de pointe de référence  $Q_p(T^*)$  (pivot du Gradex) en utilisant la formule empirique de Caquot ;

- Calcul des débits de pointe et des lames d'eau ruisselées pour chaque période de retour par la méthode du Gradex classique.

#### IV. Notion de période de retour

D'après le Glossaire International d'Hydrologie (1992), la période de retour, ou période de récurrence est la « *Moyenne à long terme du temps ou du nombre d'années séparant un événement de grandeur donnée d'un second événement d'une grandeur égale ou supérieure. Exemple : pointe de crue* ».

Pour un évènement particulier, par exemple, le débit d'une rivière dépasse une valeur donnée au cours d'une année donnée, la probabilité de cet évènement est une mesure de la vraisemblance de sa réalisation et elle est par convention comprise entre 0 et 1. La valeur 0 est lorsqu'il est impossible que l'évènement se produise et 1 lorsque sa réalisation est certaine.

Si « p » est la probabilité que l'évènement donné se produise au cours d'une année donnée, le temps de retour attaché à cet évènement est défini comme l'inverse de cette probabilité :  $T=1/p$ . (Miquel, 1984).

Le temps de retour n'est qu'une autre façon d'exprimer la probabilité d'un évènement à un moment donné. Il ne fait référence à aucune notion de régularité ou de périodicité et peut même s'appliquer à des évènements qui ne se sont pas produits et qui ne se produiront peut-être jamais à l'avenir.

La probabilité et le temps de retour ne sont que des estimations de la vraisemblance de l'évènement considéré (Gumbel 1935). Ils sont utiles en particulier pour des études de sécurité des ouvrages, aux crues millénaire ou décennales (crues ayant respectivement une probabilité 0,001 et 0,0001 de se produire au cours d'une année donnée) d'une rivière qui n'existait pas il y a cinq mille ans, qui n'existera peut-être plus dans dix mille ans et qui n'est de toute façon plus la même que celle qui existait il y a quelques centaines d'années du fait des multiples transformations naturelles et/ou anthropiques qu'elle a subi.

#### V. Application de la méthode de Gradex

##### V.1- Estimation du temps de concentration

Les deux formules empiriques suivantes expriment toutes le temps de concentration  $T_c$  (en heure) en fonction de L (longueur du plus long thalweg en m), de I (pente moyenne en m/m) et de  $S_{bv}$  (superficie du bassin versant en Ha).

On a utilisé les valeurs :  $L = 17450$  m,  $I = 0.056$ ,  $A = 32$  km<sup>2</sup> et  $S_{bv} = 3.2$  Ha

- La formule de Kirplich :

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

$T_c$  est le temps de concentration en min;

L : est longueur du Talweg en m ;

I : est la pente moyenne du talweg en m/m.

$$T_c = 109.02 \text{ mn} = 1.81 \text{ h}$$

➤ La formule de Turrazza :

$$T_c = 1.662 \times S_{bv}^{0.5}$$

$T_c$  : est le temps de concentration en min ;

$S_{bv}$  : est surface du bassin versant en Ha.

$$T_c = 94.02 \text{ mn} = 1.57 \text{ h}$$

Et donc une valeur plus adaptée soit la moyenne de ces deux valeur qui est égale à  **$T_c = 1.69 \text{ h}$**

## V.2- Ajustement des pluies max journalières par la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies max journalières peut se faire par plusieurs lois d'ajustement. La loi de Gumbel est une loi très utilisée en hydrologie et en climatologie (Makhlouf, 1994, Miquel, 1984).

Notre échantillon va être représenté sur la figure 34. L'axe des X représente les valeurs de variable de GUMBEL et l'axe des Y représente les pluies max journalières de la station de Taza. Les valeurs numériques sont représentées dans le tableau en annexe.

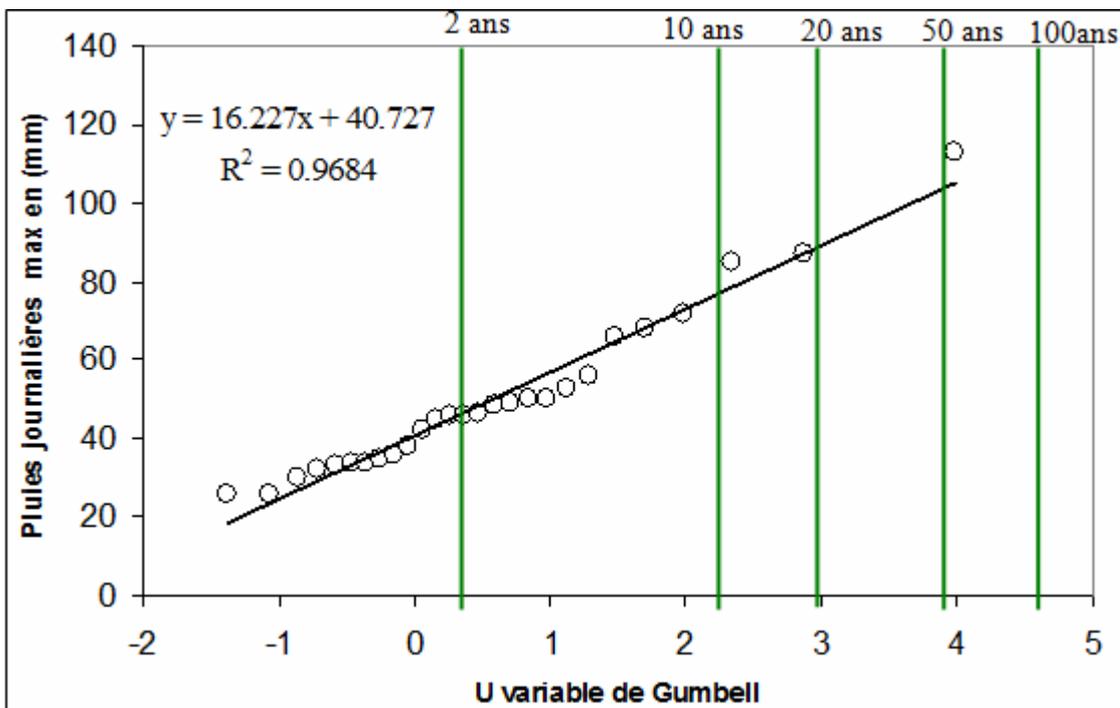


Figure 34 : Ajustement des pluies max journalières de la station de Taza par la loi de Gumbel

De la figure 34, on a tiré le Gradex et les maximales journalières pour différentes périodes de retour. Le Gradex correspond à la pente de la droite d'ajustement.

Station	Gradex	Pjmax 2 ans	Pjmax 10 ans	Pjmax 20 ans	Pjmax 50 ans	Pjmax 100 ans	Pjmax 1000 ans
Taza	16.22mm	46.67mm	77.24mm	88.92mm	104.04	115.37mm	152.81mm

Tableau 7 : Pjmax de chaque période de retour avec le Gradex

Les valeurs représentées dans le tableau 8 correspondent à des valeurs journalières. Le passage aux pluies en 24 heures, se fera en multipliant les valeurs par un coefficient égal à 1,15 et ceci pour tenir compte de la coulissance de la pluie. La valeur du Gradex doit aussi être changée avec la multiplication du Gradex des pluies journalières par le même coefficient de 1.15.

Station	Gradex24	P24 2 ans	P24 10 ans	P24 20 ans	P24 50 ans	P24 100 ans	P24 1000 ans
Taza	18.65mm	53.67mm	88.82mm	102.3mm	119.65mm	132.68mm	175.73

Tableau 8 : P24 de chaque période de retour avec le Gradex

### V.3- Estimation du débit de référence

La méthode du Gradex repose sur le fait qu'au-delà d'une certaine fréquence dite de référence  $T^*$ . (Makhlouf, 1994, Miquel, 1984) Cette valeur est généralement comprise entre la fréquence décennale et vingtennale (selon la perméabilité des sols). Pour le cas du bassin versant de Jeouna, nous allons considérer comme fréquence de référence la fréquence décennale ( $T^* = 10$  ans).

Le débit de référence  $Q_p$  ( $T^*=10$ ) est calculé par la formule empirique de Caquot 2 :

$$Q_p (T^* = 10) = K^{1/U} \times I^{V/U} \times C^{1/U} \times A^{W/U}$$

$Q_p$  ( $T^* = 10$ ) : débit de référence décennale

I : est la pente moyenne du Talweg

C : coefficient du ruissellement pris égal à 20%

A : superficie du bassin versant (en hectares)

K : coefficient d'expression  $0.5^{b(f)} a(f)/6.6$

U : coefficient d'expression :  $1+0.287b(f)$

V : coefficient d'expression :  $-0.41b(f)$

W : coefficient d'expression :  $0.95+0.507b(f)$

La formule devient alors par période de retour (10 ans) comme suit :

$$Q_p (T^* = 10) = 0.9987 \times I^{0.2783} \times C^{1.195} \times A^{0.791}$$

Le débit de référence  $Q_p$  ( $T^*=10$ ) par la formule empirique (Caquot 2).

$$Q_p (T^*=10) = 38.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce débit doit être corrigée ensuite par un coefficient d'influence « m » calculé à partir de coefficient d'allongement « M ».

**Coefficient d'allongement M :**

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

L : longueur du talweg en hm.

A : surface du bassin versant en ha.

$$M = 3.085$$

**Coefficient d'influence m :**

Le débit calculé est corrigé par un coefficient d'influence « m » :

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{0.7 \cdot b} \quad m = 0.84$$

Finalement on trouve :  $Q_p (T^*=10) = 32.56 \text{ m}^3/\text{s}$

**V.4- Calcul de la lame d'eau ruisselée et du volume pour la fréquence 10 ans (tableau 9)**

**Calcul du volume V (T\*=10)**

Le volume V ( $T^*=10$ ) correspondant au débit de référence ( $T^*=10$ ) peut être calculé par multiplication de débit de pointe de référence fois le temps de concentration :

$$V (T^*=10) = Q_p(T^*=10\text{ans}) \cdot T_c$$

**Calcul de la lame d'eau ruisselée Lr (T\*=10)**

$L_r (T^*=10)$  est la lame d'eau ruisselée de référence. Elle est déduite du volume de référence  $V(T^*=10)$  en divisant ce dernier par la superficie du bassin versant.

$$L_r (T^* = 10) = \frac{V}{S_{bv}}$$

$Q_p (T^*=10) \text{ m}^3/\text{s}$	$V(T^*=10) \text{ Mm}^3$	$L_r (T^*=10) \text{ mm}$
32.56	0.18	5.75

Tableau 9 :  $Q_p$  et V et  $L_r$  de période de retour de 10 ans

**V.5- Forme de l'hydrogramme de crue**

En absence d'une station de jaugeage qui peut nous fournir des données sur les débits enregistrés, et par la suite une idée sur la forme de l'hydrogramme de crue, nous adoptons un hydrogramme de

forme triangulaire simplifiée avec un temps de base égale à deux fois le temps de concentration. La figure 35 montre un exemple d'hydrogramme de crue de fréquence décennale.

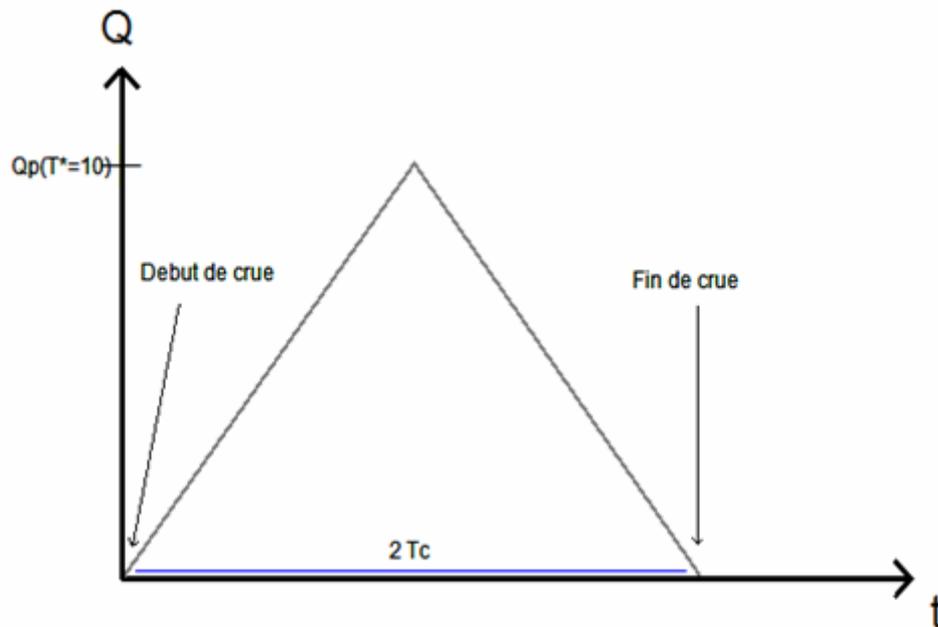


Figure 35 : Diagramme de crue décennale

#### V.6- Calcul des lames d'eau ruisselées et des débits de pointe pour différentes fréquences (tableau 10)

Le principe de base sur lequel on s'est basé pour le calcul des crues par la méthode du Gradex, est que la crue est d'autant plus importante en terme de débit de pointe, si le bassin versant considéré est soumis à un épisode pluvieux dont la durée coïncide avec le temps de concentration du bassin. D'autre part, on considère qu'une pluie d'une période de retour « T » engendre une crue de même période de retour. Le passage des pluies en 24 heures aux pluies sur le temps de concentration pour chaque fréquence se fait en utilisant la formule suivante :

$$P(Tc) = P(24) \times \left( \frac{Tc}{24} \right)^{(1-b)}$$

Par conséquent, les lames d'eau ruisselées  $L_r(T, Tc)$  au bassin étudié, sur le temps de concentration et pour différentes périodes de retour, sont obtenues en utilisant l'équation ci-dessous:

$$L_r(T.Tc) = L_r(T*.Tc) + G_p(Tc) \times [U(T) - U(T*)]$$

$U(T) = -\ln(-1-1/T)$  est la variable de Gumbel ;

$L_r(T*.Tc)$  est la lame d'eau ruisselée de référence ;

$G_p(Tc)$  est le Gradex sur le temps de concentration calculé à partir du Gradex en 24 heures par la formule suivante :

$$Gp(Tc) = Gp(24) \times \left( \frac{Tc}{24} \right)^{(1-b)}$$

On peut déduire le volume de la crue en multipliant la lame d'eau par la superficie totale du bassin versant. On calcule le débit de pointe en divisant le volume par le temps de concentration du bassin versant.

On obtient donc les résultats suivants :

T ans	U (T)	P (Tc) mm	Lr (Tc) mm	V Mm <sup>3</sup>	Qp m <sup>3</sup> /s	Cr %
10	2.25	28.23	5.75	0.18	32.56	20.37
20	2.97	32.51	10.02	0.32	52.7	30.82
50	3.9	38.03	15.53	0.5	81.71	40.85
100	4.6	42.17	19.69	0.63	103.54	46.68
1000	6.9	55.85	33.32	1.07	175.28	59.67

Tableau 10 : Lame d'eau précipitée, volume et débit de pointe de chaque fréquence

## VI- Conclusion

La méthode de Gradex est composée d'un ensemble d'étapes enchaînées qu'il faut suivre pour calculer les débits de pointe des différentes périodes de retour. Ces débits seront nécessaires pour la modélisation hydraulique.

## Chapitre 5 : Modélisation hydraulique de Oued Jeouna

### I- Introduction

D'après le dictionnaire de l'environnement, le modèle hydraulique est « *une représentation simplifiée de type débit-débit, relativement abstraite, d'un processus, d'un système, en vue de le décrire, de l'expliquer ou de le prévoir* ».

Elle est basée sur la résolution des équations d'écoulements des fluides au niveau des canaux artificiels ou naturels (rivière, Châaba...). L'efficacité et la précision des calculs dépendront directement de la qualité des données de base et de l'inventaire, exhaustif si c'est possible, des éléments existants sur le terrain et qui participent, directement ou indirectement, à l'écoulement de surface (coefficient de Manning, profils...).

Ces types de modèles sont intimement liés aux données topographiques puisqu'elles forment l'ossature du modèle géométrique utilisé pour les modélisations pour étudier la propagation du débit dans un cours d'eau.

Pour la modélisation de la vallée du bassin versant, nous allons utiliser le logiciel HEC-RAS (version 4.0, figure 36). Ce choix est fondé sur la disponibilité, la simplicité et la qualité des résultats exploitables et interprétables que présente ce logiciel.

### II. Aperçus sur le logiciel HEC-RAS

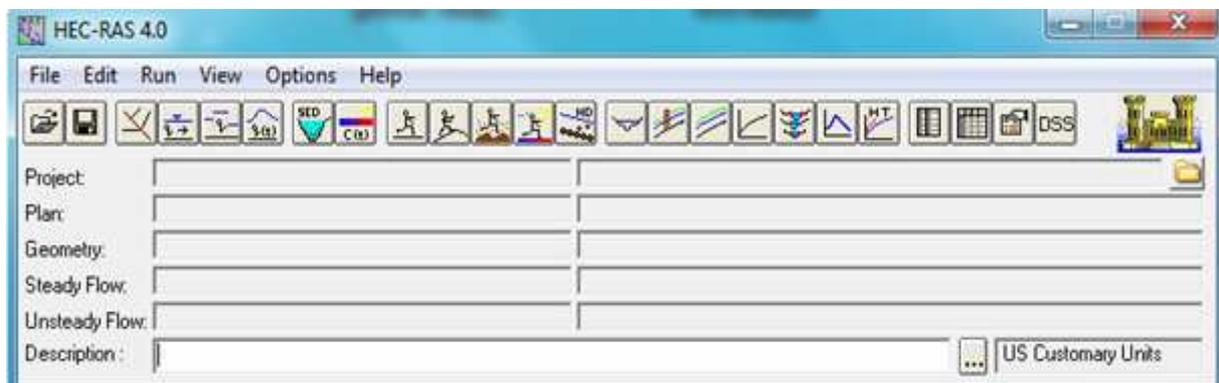


Figure 36 : Logiciel HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un logiciel qui fonctionne sous Windows et qui est intégré pour l'analyse hydraulique. Il permet de simuler les écoulements à surface libre. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux et permet de simuler les écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Les calculs de lignes d'eau permettent tant l'analyse de la capacité de cours d'eaux (risques de débordement, inondations) que l'étude de l'impact de modifications des conditions de bords (ponts, endiguements).

Les calculs de lignes d'eau d'écoulement graduellement variés sont basés sur l'équation de Bernoulli. Les pertes de charge sont évaluées par l'équation de Manning - Strickler pour le terme de frottement et par des coefficients de contraction - expansion. En écoulement brusquement varié, HEC-RAS utilise l'équation de quantité de mouvement. Celle-ci est appliquée aux ressauts, et dans certains cas, aux passages de ponts et aux confluences.

La résolution de ces équations nécessite la connaissance de la géométrie du cours d'eau, de ses caractéristiques de rugosité et du débit d'écoulement.

### **III. Fonctionnement**

HEC-RAS est capable de modéliser, avec une extrême finesse, un large éventail de conditions d'écoulement (Guide HEC-RAS, 2005). Le centre de contrôle, pièce maîtresse d'HEC-RAS, permet de gérer et de combiner les différents types de données:

- Géométrie;
- Débits et conditions aux limites;
- Conditions de calcul;
- Résultats.

Un même projet peut contenir plusieurs descriptions géométriques, plusieurs jeux de débits (Q10, Q100). Les conditions de calcul sont des combinaisons de débits et de géométries.

#### **III.1- Géométrie du cours d'eau simulé (figure 37)**

Les réseaux de cours d'eau sont organisés en biefs séparés par des connections où s'opèrent les additions et séparations de débits. Il est possible de simuler des réseaux dendritiques et maillés. Dans chaque bief, les profils en travers définissant la géométrie sont classés selon leur position métrique. Les données relatives à chaque section sont :

- le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude;
- les coefficients de rugosité et de perte de charge;
- la distance à la section suivante.

Une série d'options permet de placer des obstacles et des zones d'eau morte. D'autres éléments, tels que ponts, ponceaux, épis, glace peuvent également être simulés par HEC-RAS.

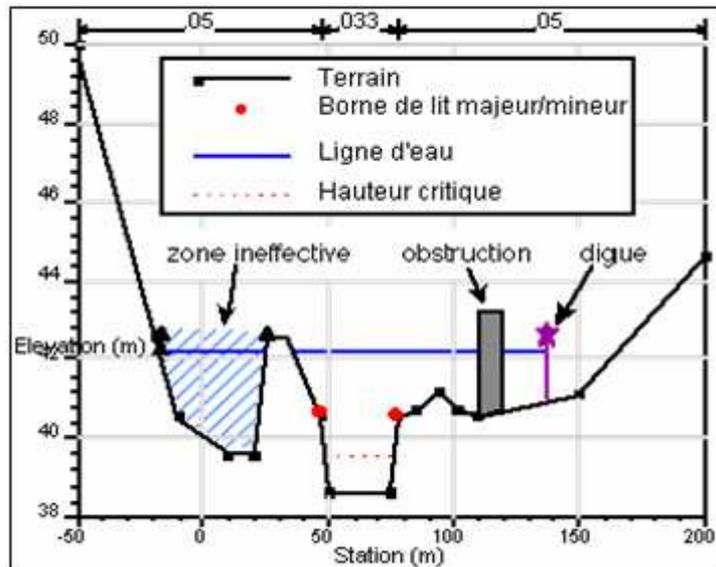


Figure 37 : Définition d'une section de cours d'eau dans HEC-RAS (Guide HEC-RAS, 2005)

### III.2- Débits, conditions aux limites et de calcul

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas, HEC-RAS utilise l'équation de quantité de mouvement pour déterminer les changements de régime torrentiel-fluvial, caractérisés par un ressaut.

### III.3- Résultats

Tous les résultats obtenus peuvent être consultés sous forme graphique (profil en long, sections, courbes hauteur-débit, vue 3D) ainsi que sous forme de tableaux, exportables, via les procédures standard de copier-coller, vers tout tableur ou traitement de texte.

## IV. Régime permanent et régime transitoire

### IV.1- Régime permanent

#### Équations pour le calcul des profils de base

Le logiciel HEC-RAS permet de calculer les niveaux d'eau, les niveaux d'énergie, les débits maxima atteints au niveau des rivières ainsi que d'autres variables de sortie (figure 38).

Les profils des niveaux d'eau sont calculés d'un profil en travers au suivant en résolvant l'équation d'énergie avec une procédure itérative appelée la méthode de pas standard (the standard step method). L'équation d'Énergie est écrite comme suit :

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_2 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Y1, Y2 : hauteur d'eau au niveau des profils en travers

V1, V2 : vitesse moyenne

G : accélération de la pesanteur

Z1, Z2 : cote du fond

$\alpha_1, \alpha_2$  : Coefficient de pondération

He : perte de charge

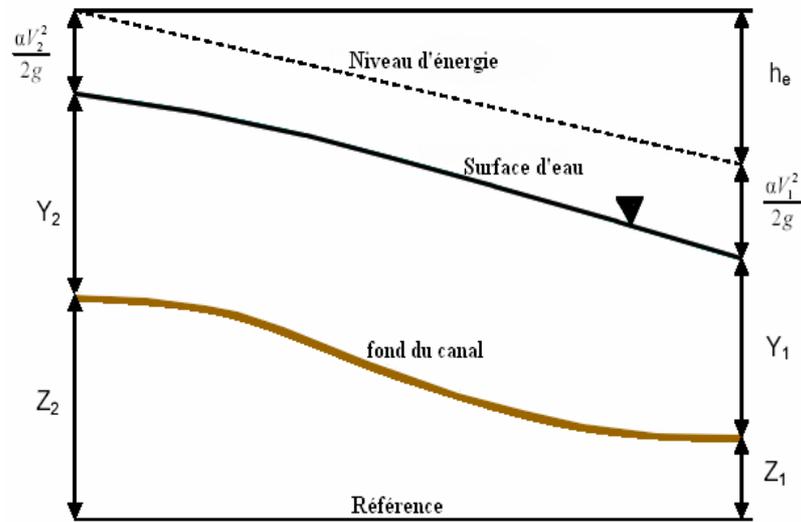


Figure 38 : Représentation des différents termes de l'équation d'énergie (Guide HEC-RAS, 2005)

La perte de charge entre deux positions 1 et 2 est composée par les pertes dues à la friction et à la contraction. L'équation de la perte de charge «  $h_e$  » est définie par l'équation suivante :

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

L : longueur ;

C : coefficient de la perte par contraction ;

$\bar{S}_f$  : Pente de friction entre sections

### **Subdivision du profil en travers pour le calcul de transport**

La détermination de transport total et le coefficient de vitesse pour un profil en travers exige que le flux soit subdivisé dans des unités pour lesquelles la vitesse est uniformément distribuée. L'approche utilisée dans la plupart des logiciels de modélisation y compris HEC-RAS est de subdiviser le flux dans des secteurs compartimentés en utilisant les points de subdivision de « n » valeur(s) comme la base pour la subdivision (figure 39). Le transport est calculé dans chaque subdivision en utilisant la forme suivante de l'équation de Manning :

$$Q = K \times \sqrt{S_f}$$

avec 
$$K = \frac{1.486}{n} A R^{\frac{2}{3}}$$

A : surface d'écoulement

K : le transport de subdivision

R : rayon hydraulique du compartiment

n : coefficient de rugosité de Manning

Le transport total pour le profil est obtenu en additionnant les trois transports de subdivision (gauche, le canal et le droit).

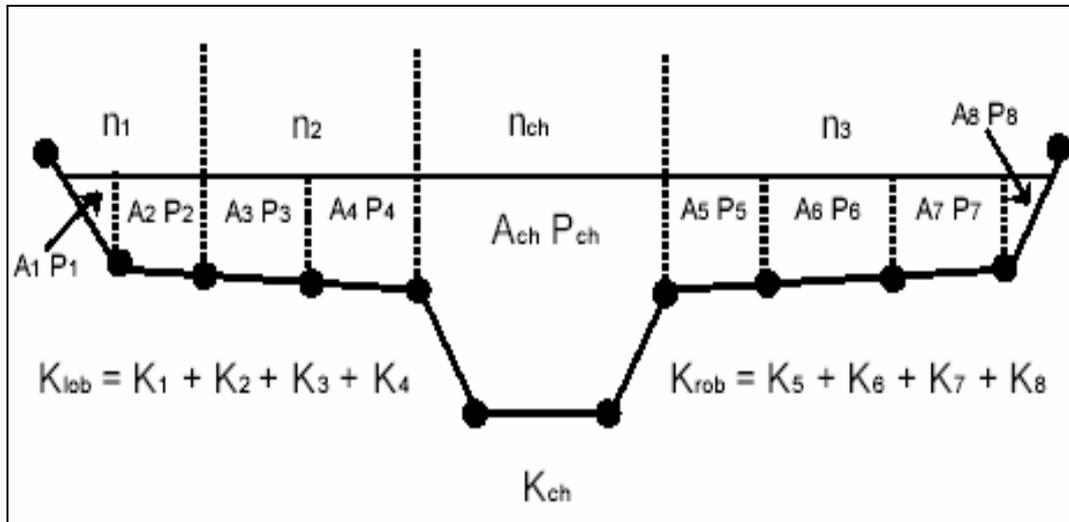


Figure 39 : Méthode de la subdivision du transport

## IV.2- Régime transitoire

Les lois physiques qui dirigent l'écoulement dans un cours d'eau sont : (1) le principe de conservation de masse (continuité) et (2) le principe de conservation d'Elan ou de vitesse. Ces lois sont exprimées mathématiquement en forme d'équations différentielles partielles.

### IV.2.1- Équation de Continuité

Considérons le volume de contrôle élémentaire montré dans la figure 40. Sur cette figure, la distance  $x$  est mesurée le long du canal, comme indiquée. Au milieu du volume de contrôle, le flux et le secteur de flux total sont dénotés  $Q(x, t)$  et  $\Delta$ , respectivement

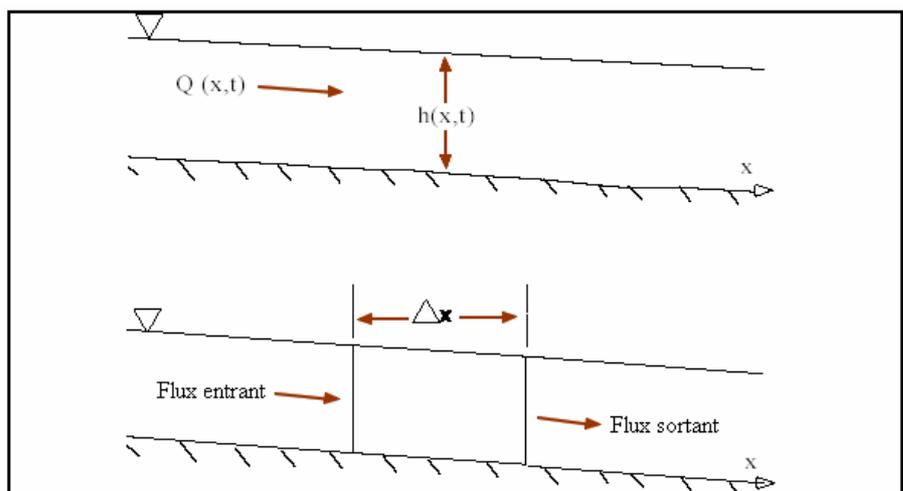


Figure 40 : Volume de contrôle élémentaire pour la dérivation des équations de continuité et de vitesse (ou de moment)

La loi de conservation de masse pour un volume de contrôle stipule que le débit moyen net dans le volume doit être égal au taux de changement de stockage à l'intérieur du volume

En assumant que  $\Delta x$  est petit, le changement de la masse dans le volume de contrôle est égal :

$$\rho \frac{\partial A_r}{\partial t} \Delta x = \rho \left[ \left( Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) - \left( Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) + Q_t \right]$$

Où  $Q_t$  est le flux latéral entrant au volume de contrôle et  $\rho$  est la densité du fluide.

Simplifions l'équation en divisant par  $\rho \Delta x$ , on aura la forme finale de l'équation de continuité :

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_t = 0$$

#### IV.2.2 - Équation du moment

L'équation de conservation du moment est exprimée selon la deuxième loi de Newton comme :

$$\sum F_x = \frac{dM}{dt}$$

Cette équation, appliquée à un volume de contrôle, déclare que le taux net du moment entrant au volume (le flux d'Elan) plus la somme de toutes les forces externes agissant sur le volume doivent être égaux au taux d'accumulation du moment.

On considérera ainsi trois forces :

➤ la force de pression :

$$F_p = \int_0^h \rho g (h - y) T(Y) dy$$

Où « h » est la profondeur, « y » la distance au-dessus du canal et « T (y) » une fonction de largeur.

➤ la gravité :

$$F_g = \rho g A \sin \theta \times \Delta x$$

$\theta$  est l'angle que le canal fait avec l'horizontal.

$$\theta \approx \tan \theta = -\frac{\partial z_0}{\partial x}$$

Pour des rivières naturelles  $\theta$  est petit et, où  $Z_0$  est l'élévation.

Donc la force de gravitation peut être écrite comme :

$$F_g = -\rho g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x$$

➤ la force de friction :

Les forces de friction entre le canal et le fluide peuvent être écrites comme suit:

$$F_f = -\tau_0 P \Delta x$$

Où  $\tau_0$  est la contrainte moyenne agissant sur les frontières du fluide et P est la section mouillée.

Donc la nouvelle forme du principe de conservation du moment montre que le taux net de moment (le flux d'élan) entrant au volume plus la somme de toutes les forces externes agissant sur le volume est égal au taux d'accumulation du moment, de là :

$$\rho \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t} = -\rho \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x - \rho g A S_f \Delta x$$

### IV.2.3 - Schéma implicite des Différences Finies

La procédure numérique la plus couronnée de succès et acceptée pour résoudre les équations d'écoulement transitoire unidimensionnel est le schéma implicite à quatre points. La stabilité des résultats finaux dépend de plusieurs facteurs qui influencent la solution du système. A cause de ces facteurs, n'importe quelle application du modèle devrait être accompagnée par une étude de sensibilité, où l'exactitude et la stabilité de la solution sont évaluées avec divers pas de temps et de distance.

La forme générale du schéma implicite est définie comme suit (figure 41) :

Dérivation par rapport au temps

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = \frac{0.5(\Delta f_{j+1} + \Delta f_j)}{\Delta t}$$

Dérivation par rapport à x

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = \frac{(f_{j+1} - f_j) + \theta(\Delta f_{j+1} - \Delta f_j)}{\Delta x}$$

La valeur de la fonction f est alors :

$$f \approx \bar{f} = 0.5(f_j + f_{j+1}) + 0.5\theta(\Delta f_j + \Delta f_{j+1})$$

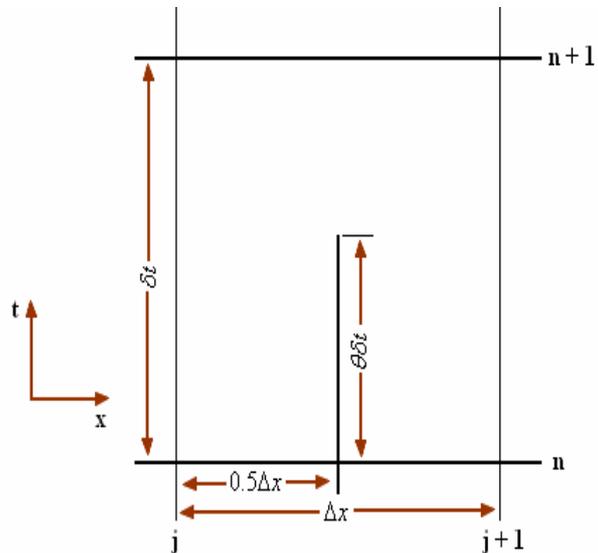


Figure 41 : Cellule typique de calcul par la méthode des différences finies

### V. Réalisation du modèle hydraulique de l'oued Jeouna

Le régime permanent reste le plus simple et le plus satisfaisant pour la réalisation du modèle hydraulique d'Oued Jeouna et pour avoir des résultats exploitables dans l'étude du bassin versant.

Cependant, il est important de signaler que les hypothèses suivantes sont implicites dans les expressions analytiques utilisées dans le logiciel HEC-RAS :

- ❖ l'écoulement est permanent ;
- ❖ l'écoulement est graduellement variable (sauf au niveau des ouvrages hydrauliques);
- ❖ l'écoulement est unidimensionnel ;
- ❖ la rivière a une pente inférieure à 1/10

### **V. 1 - Problèmes rencontrés lors de la construction géométrique**

Parmi les problèmes rencontrés, la présence de méandres très serrés sur des distances très petites. La direction d'écoulement à pleins bords peut être perpendiculaire voire opposée à la direction de l'écoulement débordant. A ce moment, il devient difficile de tracer des profils en travers au niveau des méandres.

Pour remédier ce problème il a été préférable de privilégier l'écoulement dans le lit mineur. Il aurait été possible de construire une ossature privilégiant le sens d'écoulement général dans le lit majeur pour éviter les tracés de profils tordus ; mais il n'est pas certain que cela soit plus réaliste car malgré tout, même en crue, une partie importante du débit suit les contorsions méandriformes du lit mineur.

### **V.2 - Géométrie de profils en travers :**

Les données topographiques constituent le socle sur lequel se construisent toutes les modélisations hydrauliques de rivière. Ainsi les principaux éléments topographiques sont les profils en travers perpendiculaires aux sens d'écoulement, linge, berges, digues, levées...Le profil en travers est l'élément géométrique primordial. Il est extrait d'un MNT représentant le tronçon de l'Oued Jeouna. Le profil (figure 42) a été choisi de sorte à montrer le maximum d'informations morphologiques de la plaine alluviale de l'Oued Jeouna.

D'après Kreis (2005), le profil en travers doit respecter cinq règles principales pour qu'il soit représentatif :

- Les profils doivent être perpendiculaires à la direction d'écoulement des eaux
- Ils ne doivent pas se croiser
- Ils doivent recouper toute la plaine d'inondation :
- Ils doivent décrire le profil en long du cours d'eau. Cela n'est pas toujours facile à réaliser dans le cas d'un cours méandriforme avec une large plaine d'inondation.
- Ils doivent prendre en compte les modifications géomorphologiques des lits mineurs et majeurs (élargissement, méandres, contraction, diffluence...). Des problèmes peuvent apparaître lorsque les méandres sont très resserrés ou que les angles de diffluence sont fermés. Il devient alors compliqué de tracer des profils sans que les tracés se recourent.

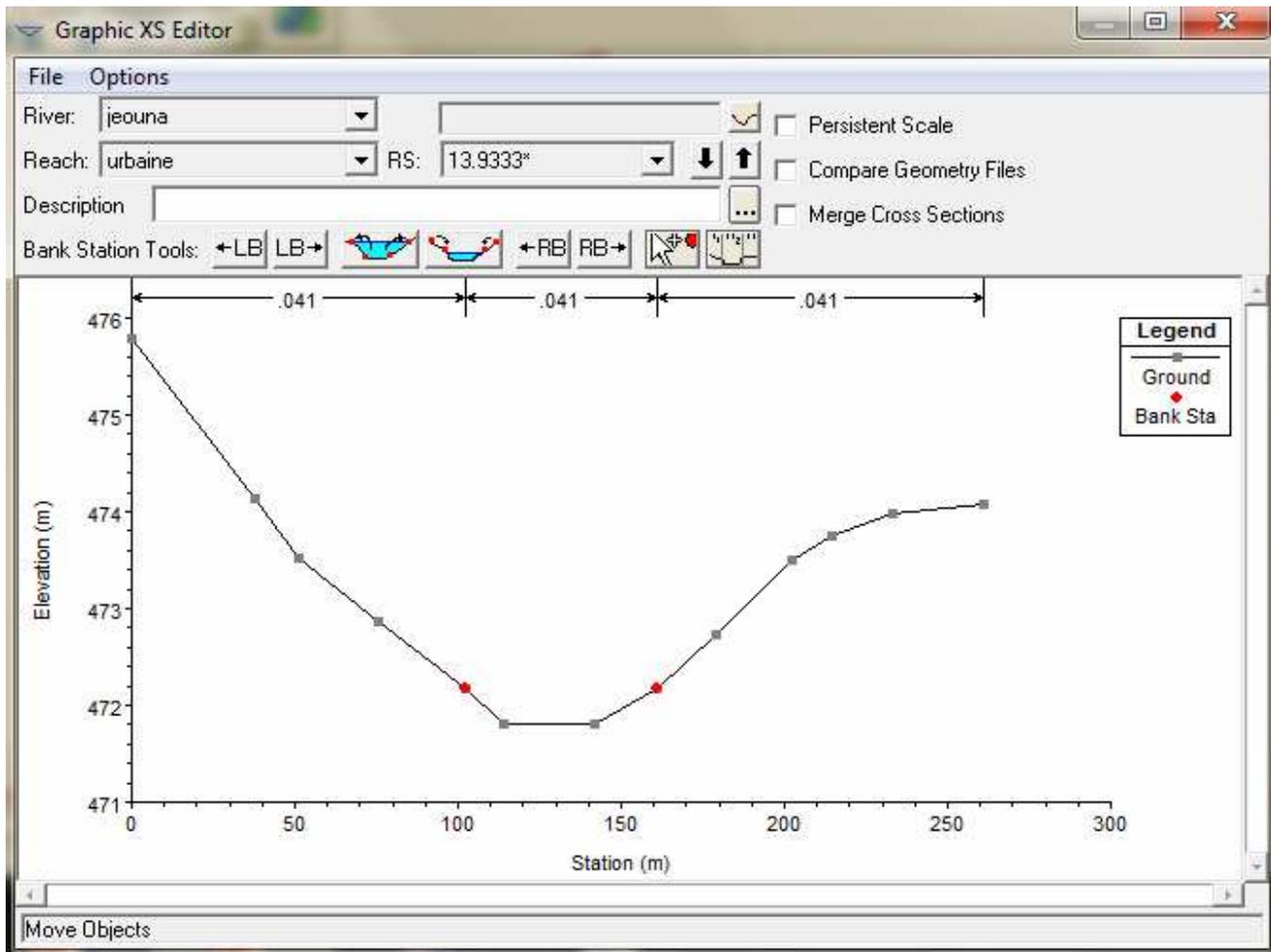


Figure 42 : Exemple d'un profil établi par HEC-RAS

### V.3 - Le Coefficient de Manning:

La nature du lit intervient dans le processus d'écoulement par la rugosité du lit et par la mobilité des matériaux. La rugosité caractérise la résistance du lit au déplacement de l'eau. Elle varie d'un secteur à l'autre du lit avec la nature physique du matériau et avec sa granulométrie. La présence d'ondulations dans les fonds sableux (dunes dissymétriques ou petites rides régulièrement espacées), ou l'existence d'éléments secondaires rapportés (végétation, cailloux, détritux) l'augmente considérablement.

La rugosité du lit peut-être évaluée par la valeur du coefficient  $n$  de la formule de MANNING qui s'écrit :

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

ou bien par la valeur du coefficient  $K$  qui est l'inverse du coefficient de rugosité de MANNING

Nature du lit	$N$	$K = \frac{1}{n}$
Lits bétonnés	0.015	70
Lits naturels propres à fond lisse	0.020	50
Lits naturels propres à fond rugueux	0.030	33
Lits naturels avec végétation	0.050 à 0.100	20 à 10

Tableau 11 : Quelques valeurs indicatives du coefficient de rugosité

Dans cette étude, le choix des coefficients de rugosité s'est effectué sur la base des observations sur le terrain,

A partir de ce tableau (voir annexe) et de sortie sur le terrain on a pu estimer la valeur moyenne de chaque section transversale. Le tableau 12 montre les différents profils classés par ordre décroissant de l'amont vers l'aval avec leur coefficient de Manning.

Section transversale	Observation	Coefficient de Manning estimé
1	Brosse claire	0.050
2	Brosse claire	0.050
3	Brosse claire+propre et droit	0.040
4	Brosse claire	0.050
5	Brosse claire	0.050
6	Brosse claire	0.050
7	Brosse claire	0.050
8	Brosse claire	0.050
9	Brosse claire	0.050
10	Béton inachevé	0.014
11	Béton inachevé	0.014
12	Béton inachevé	0.014
13	Arbres	0.15
14	Arbres	0.15
15	Arbres	0.15
16	Arbres	0.15

Tableau 12 : Coefficient de Manning des sections transversales

#### V.4 - L'interpolation entre les profils transversaux :

La fonction « XS Interpolation » dans le menu « Tods » du logiciel HEC-RAS permet d'ajouter par interpolation de nouvelles sections entre deux sections existantes (figure 43). Cela favorise une augmentation de la stabilité des calculs de niveau par le modèle. Il est recommandé d'avoir une

distance raisonnable entre deux sections transversales. En assumant que la pente et les propriétés des sections varient de façon linéaire entre deux sections consécutives. De ce fait le HEC-RAS permet d'ajouter par interpolation de nouvelles sections entre des sections existantes.

#### **V.5 - Débits et conditions limites**

L'étape suivante de la modélisation hydraulique est de spécifier les débits utilisés pour calculer les profils d'écoulements. Les résultats d'une analyse de fréquences des débits maximums sont utilisés pour calculer les profils d'écoulement correspondants (figure 44). Les débits utilisés ont été obtenus à partir de l'étude hydrologique précédemment réalisée et réaffichée dans le tableau suivant.

<b>T(ans)</b>	10	20	50	100
<b>Qp(M3/s)</b>	32.56	52.7	81.71	103.54

Tableau 13 : Débits des périodes de retour nécessaires à la modélisation

Ces débits sont représentatifs de la section amont et considérés valides sur tout le tronçon de rivière. Le débit ne change pas dans le tronçon puisqu'il n'y a pas de changements significatifs de débit causés par d'autres sources tels les affluents ou les rejets importants des eaux usées...

Les conditions aux limites sont nécessaires pour établir la hauteur d'eau initiale au niveau des extrémités du système rivière (amont et aval). Cette hauteur d'eau initiale est nécessaire pour commencer les calculs. A cet effet, on a supposé que l'écoulement est de type infra-critique c'est-à-dire qu'il y a une perturbation dans la géométrie du cours d'eau (régime fluvial) ou encore un niveau d'eau élevé à l'aval, qui provoque des ondes de gravité qui se propagent en partie vers l'amont. Aussi, on a spécifié dans la section aval, un niveau approximatif du fleuve, c'est-à-dire que ce niveau va influencer les niveaux d'eau qui seront calculés en rivière.



Figure 43 : Résultat d'interpolation entre les profils

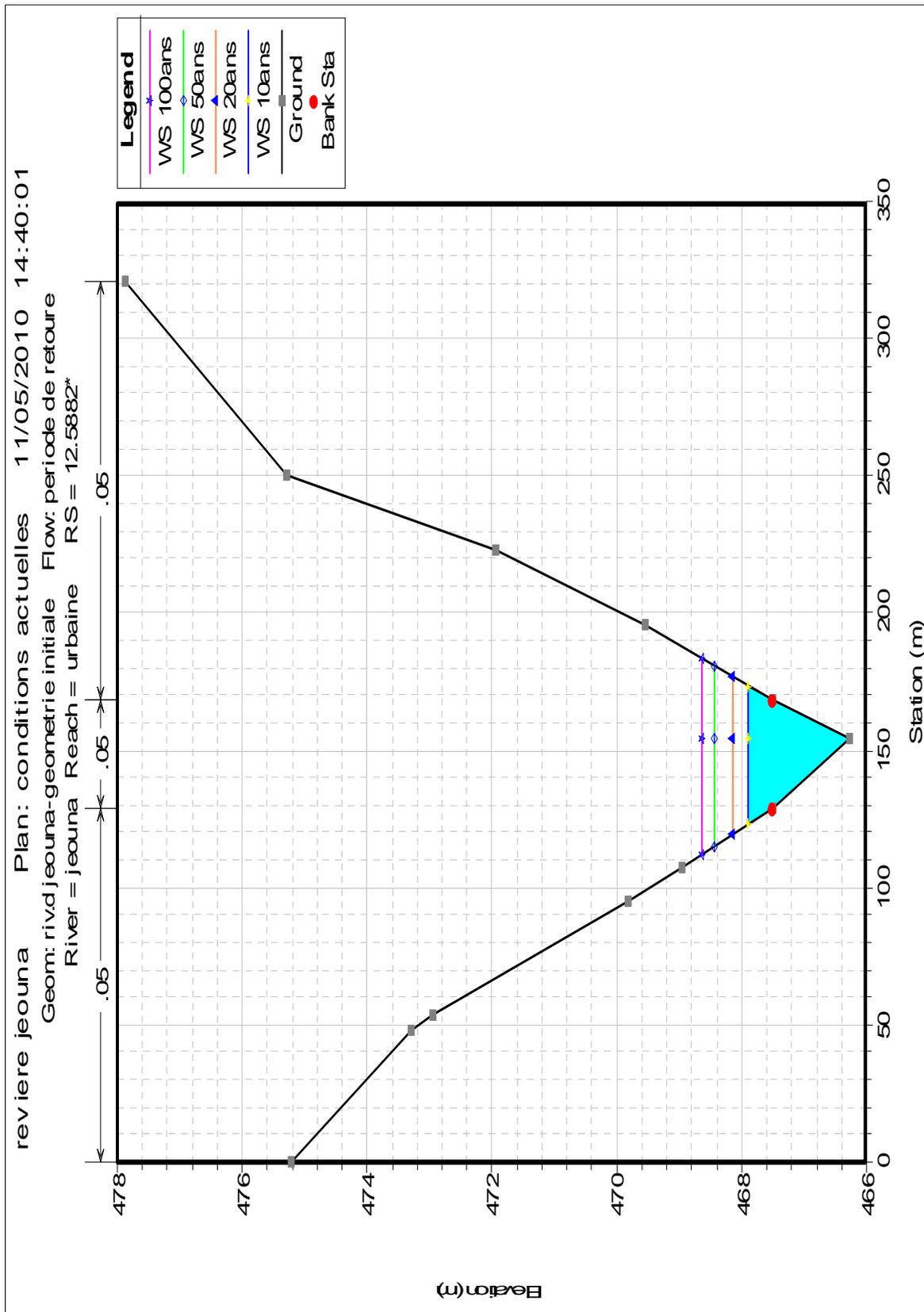


Figure 44 : Exemple d'un profil de la section amant de l'Oued Jeouna

## **VI. Visualisation et discussion des résultats**

La saisie des données géométriques concernant les profils des sections transversales et les débits de pointe de différentes période de retour, ainsi que les conditions limites dans le logiciel HEC-RAS a permis d'effectuer les calculs et d'extraire des résultats comme la vue en profil du tronçon simulée, le niveau d'eau de chaque période de retour sur les profils, une vue de trois dimensions du niveau d'eau dans le tronçon d'étude des tables descriptives et la courbe de tarage.

### **VI.1 - Ligne d'eau (figure 45)**

La ligne d'eau représente une vue en profile de tronçon d'étude avec le niveau et la surface d'eau de l'oued et le niveau d'eau de chaque période de retour. Dans le cas de cette étude (figure 47), la différence entre les niveaux des périodes de retour n'est pas bien visible. La figure 48 montre que cette différence existe et est bien lisible. Le comportement des crues est sensible aux irrégularités de la topographie.

### **VI.2 - Vue de trois dimensions du tronçon modélisé (figure 46)**

HEC-RAS fournit une vue de trois dimensions qui facilite le suivi du comportement des eaux de crue de périodes de retour.

Cette figure montre que dans la partie amont située au sud du bassin versant, il n'y a pas un fort débordement de crue. A cause de la pente, la concentration des eaux s'est effectuée au centre de la vallée. Dans la partie aval, s'observe un énorme débordement et surtout dans la partie droite. Ce débordement touche les constructions du quartier Al Qods 1 et surtout les bordures de la grande mosquée AlQods. Sur la bordure gauche, des infrastructures privées (usines) sont installées sur des endroits aménagés (voir photos 11 à 13 en annexe).

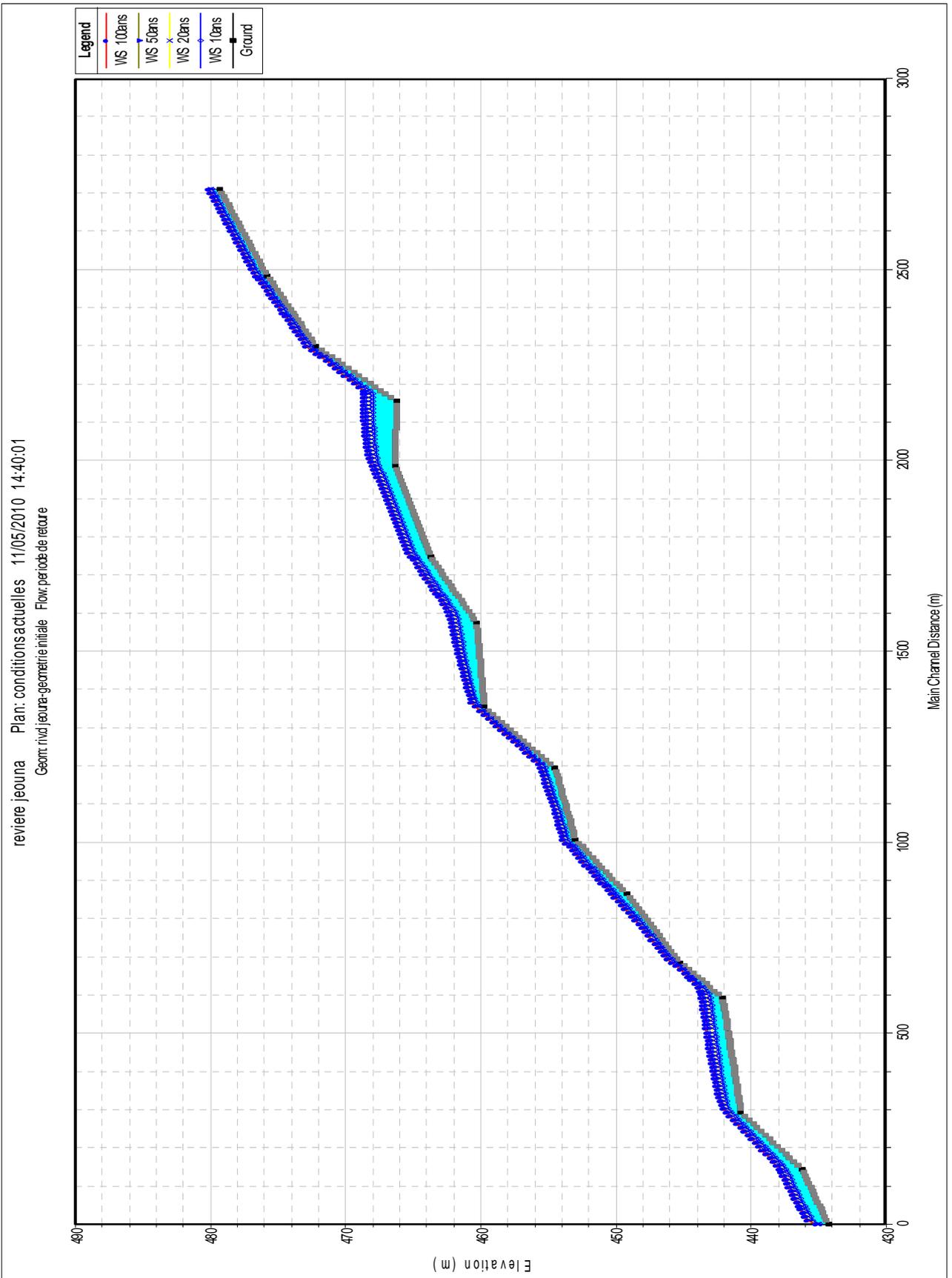


Figure 45 : Ligne d'eau du tronçon modélisé de l'Oued Jeouna

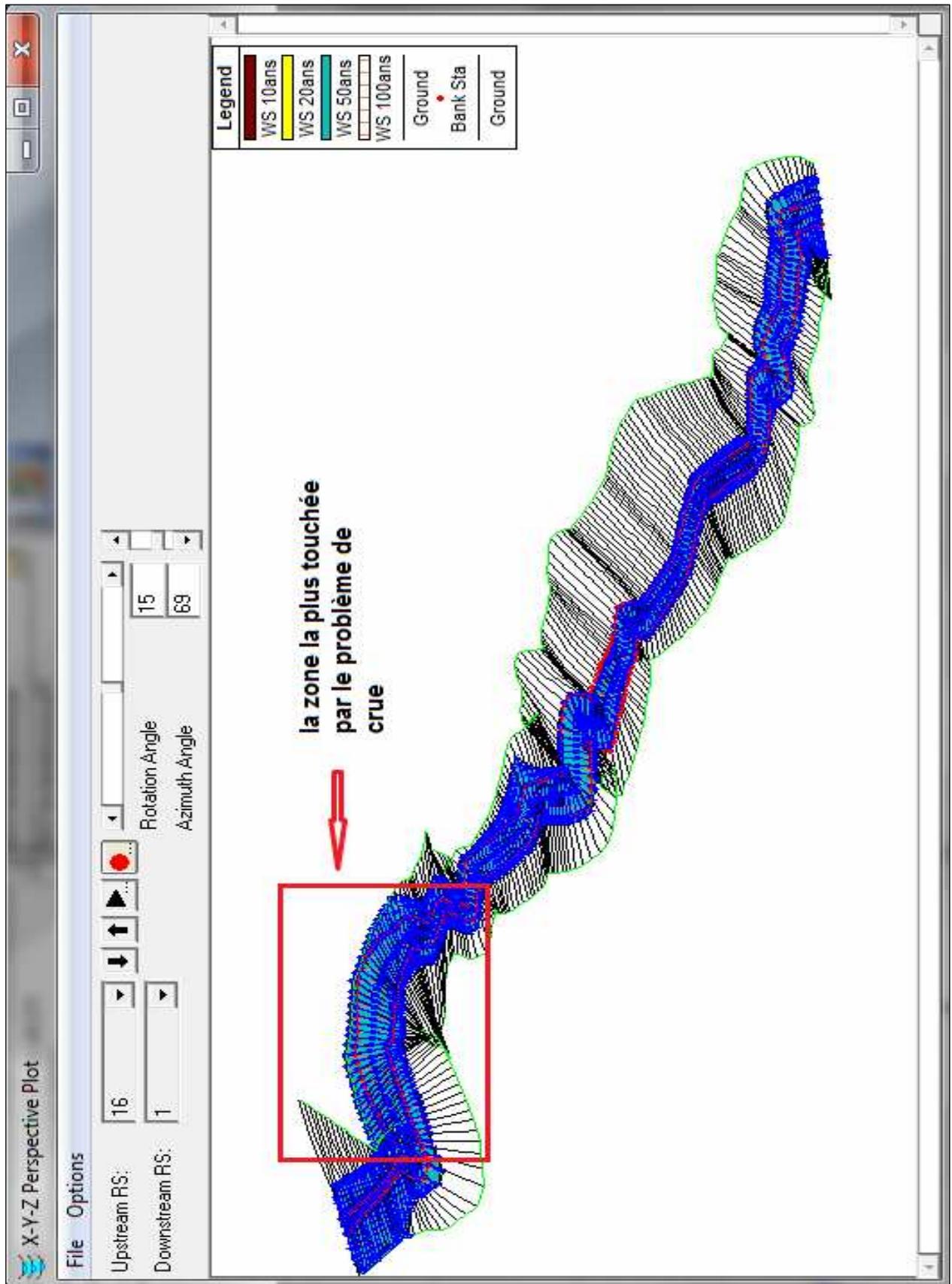


Figure 46 : Vue du tronçon modélisé

### **VI.3 - Vitesse d'écoulement**

La figure 47 représente la variation de vitesse d'écoulement des eaux pour chaque période de retour en fonction de la distance à partir de l'exutoire sur la bordure gauche, au centre et la bordure droite de la rivière.

On observe presque la même allure pour tous les niveaux d'eau. La vitesse augmente, cependant, avec le niveau d'eau. La variation de vitesse est fonction de la topographie de terrain : en aval (à 600 m à partir de l'exutoire) la vitesse moyennement variable et de faible valeur, devient importante surtout le long des tronçons situées à des distances entre 600-1400 m, 1600–2000m et 2200–2500 m de l'exutoire. Ces endroits sont caractérisés par une pente assez importante. Finalement, on distingue presque une même vitesse à gauche et à droite de la rivière et qui est plus faible que la vitesse au centre.

La vitesse d'écoulement influence directement sur l'importance de l'érosion et la quantité de volume transporté par les eaux de crue ainsi que la force de pénétration des eaux dans les domaines urbains et leur destruction.

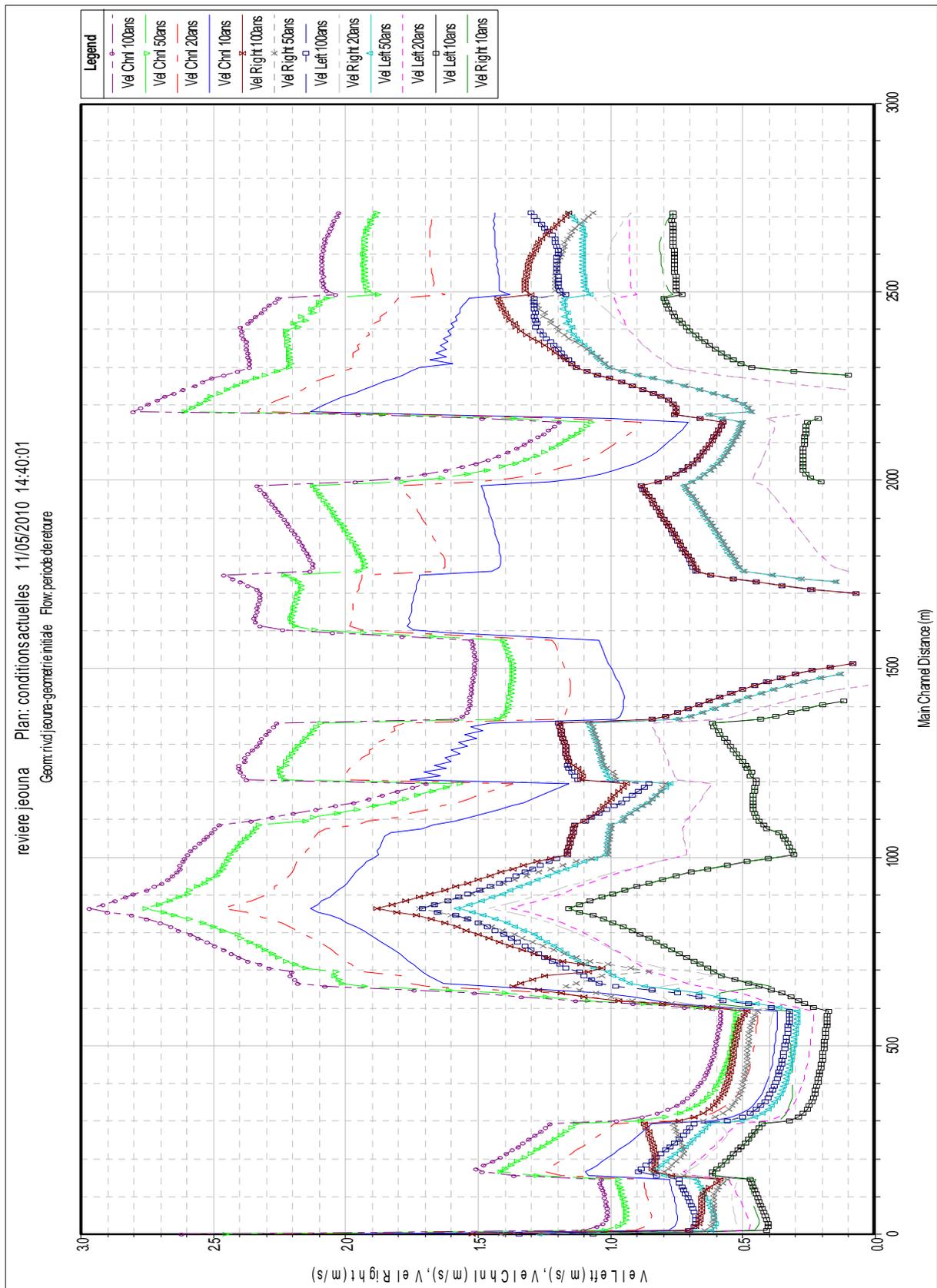


Figure 47 : Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance à partir de l'exutoire

#### VI. 4 - Restitution de la courbe de tarage

Le logiciel HEC-RAS a permis de fournir une représentation de la variation de la hauteur d'eau en (m) en fonction de débit m<sup>3</sup>/s (figure 48).

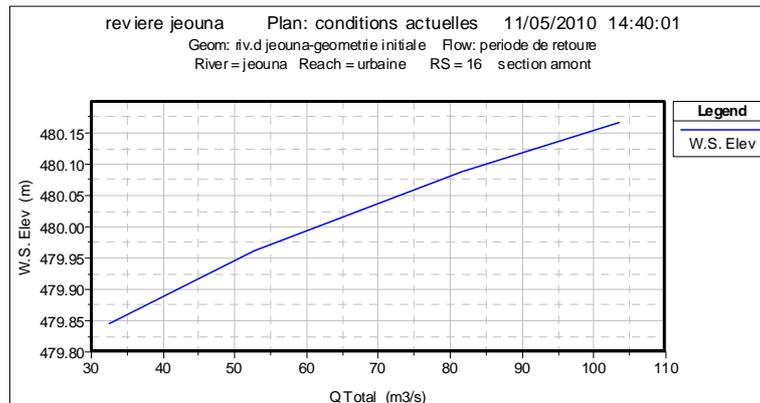


Figure 48 : Courbe de tarage obtenue à partir du logiciel HEC-RAS

Ces résultats ont été exportés vers le logiciel de traitement de données Ms-Excel. Ceci a permis de déterminer la courbe de tarage de Oued Jeouna et l'équation qui lie la hauteur de l'eau avec le débit. Ces données sont importantes en absence d'une station de jaugeage. La figure suivante (figure 49) montre la courbe déduite et son équation.

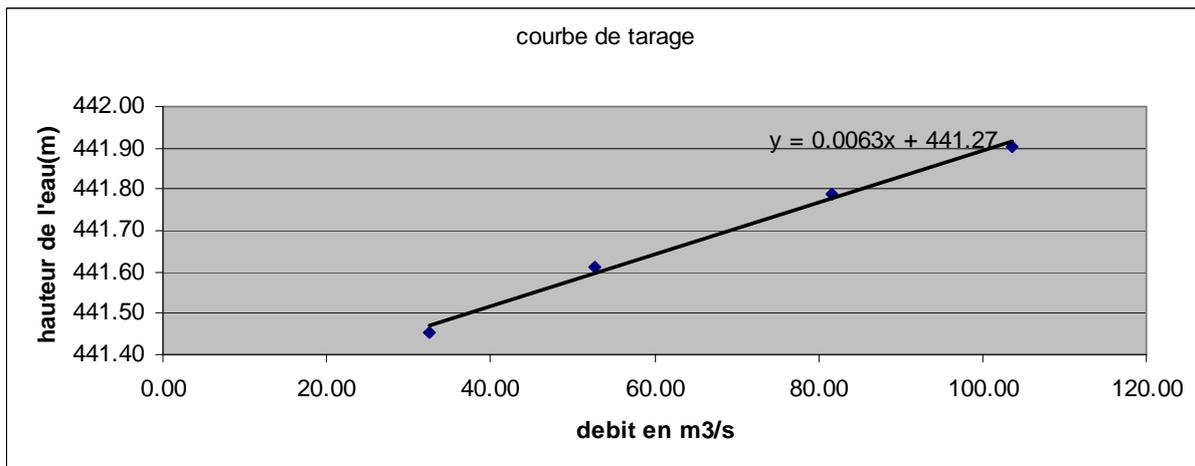


Figure 49 : Courbe de tarage résultante

#### VII- Conclusion

Ces résultats peuvent nous guider à suivre les bonnes interventions pour aménager la vallée de l'Oued Jeouna et réduire le degré de danger de problème de crue. Les tables concernant le coefficient de Manning et les différentes caractéristiques des profils figurent en Annexe. Un album de 18 photos montre les caractéristiques vues sur le terrain.