

HYDRAULIQUE A
SURFACE LIBRE
B.E.
SIMULATION
D'ÉCOULEMENTS EN
RIVIERE



Crue du 11 Juin 2000 à Lectoure sur le Gers

Synthèse du travail

Par

Quentin ARAUD
Renaud CHAMPREDONDE
Benoit COUILLET

Année 2006-2007

SOMMAIRE

SOMMAIRE	2
TABLE DES ILLUSTRATIONS	3
TABLE DES TABLEAUX	3
1. INTRODUCTION	4
2. ETUDE HYDRAULIQUE EN AVAL DE LATOUILLE-LENTILLAC	5
2.1. Présentation du problème	5
2.2. Etude en régime permanent	5
2.3. Hauteurs d'eau pour les quatre débits	6
2.4. Analyse des simulations	9
2.5. Conclusions de l'étude	9
3. ETUDE DE LA GARONNE ENTRE VERDUN ET BOURRET	10
3.1. Présentation du problème	10
3.2. Etude en régime permanent	10
3.2.1. Calage du coefficient de Strickler	10
3.2.2. Calage de la courbe de tarage	13
3.3. Etude en régime transitoire	15
3.4. Conclusions de l'étude	21
4. CONCLUSIONS	22
5. ANNEXE	23
5.1. Cartographie de la zone inondable en fonction du débit	23

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : Lignes d'eau pour les quatre débits 84, 116, 130, 155 m ³ /s	6
Figure 2 : Hauteurs d'eau pour les quatre débits sur le profil P3	7
Figure 3 : Hauteurs d'eau pour les quatre débits sur le profil P4	7
Figure 4 : Hauteurs d'eau pour les quatre débits sur le profil P5	8
Figure 5 : Nombre de Froude en fonction de l'abscisse pour Q=84 et Q=130 m ³ /s....	8
Figure 6 : Optimisation du coefficient de Strickler.....	11
Figure 7 : Détermination du débit de plein bord.....	12
Figure 8 : Optimisation de la courbe de tarage.....	14
Figure 9 : Berges verticales pour le logiciel SIC	15
Figure 10 : Résultat de la modélisation avec des profils étendus	16
Figure 11 : Influence du Ks sur la hauteur d'eau	17
Figure 12 : Hydrogramme de comparaison pour les deux types de géométrie à l'abscisse 34800	19
Figure 13 : Influence des deux types de profils sur la côte de l'eau.....	20

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Probabilité, fréquences, débits de pointe sur le tronçon de La Bave	5
Tableau 2 : Loi de tarage Hauteur-Débit à l'aval du tronçon.....	5
Tableau 3 : Etalement de la crue pour les sections P3, P4 et P5	9
Tableau 4 : Mesure de ligne d'eau pour trois débits	10
Tableau 5 : Coefficient de Strickler pour trois débits.....	10
Tableau 6 : Données de la courbe de tarage.....	13
Tableau 7 : Temps et célérité de l'onde de crue pour les deux types de profils	18

1. INTRODUCTION

La modélisation des écoulements naturels devient une préoccupation majeure de ces dernières années. La création du SCHAPI (Service Central d'Hydrométéorologie et d'appui à la prévision des inondations) en Juin 2003 par l'Etat français montre l'enjeu public que les phénomènes de crues représentent.

C'est dans le but de mieux connaître pour mieux prédire que le CEMAGREF développe un logiciel de simulations hydrauliques des rivières et des canaux d'irrigation. A l'aide du logiciel SIC (pour Simulation des Canaux d'Irrigation) nous allons étudier les différents comportements hydrauliques de deux tronçons de rivière. La première étude sera menée en régime permanent sur la rivière La Bave, rivière du Nord du Département du Lot. Dans cette étude nous aborderons le problème d'implantation d'un bâtiment accueillant du public sur la rive droite de la rivière pour vérifier la décision de refus d'un permis de construire. Dans une seconde étude effectuée en régime permanent puis transitoire, nous étudierons l'impact des différents paramètres de l'écoulement sur le tronçon de la Garonne entre Verdun et Bourret. Enfin nous effectuerons une simulation à l'aide d'un hydrogramme de crue correspondant aux événements pluviométriques datant du 10 au 14 Juin 2000, qui ont été particulièrement intense au sud de Toulouse.

2. ETUDE HYDRAULIQUE EN AVAL DE LATOUILLE-LENTILLAC

2.1. Présentation du problème

La BAVE est une rivière du nord du département du Lot. Elle traverse la ville de Saint-Céré avant de se jeter dans la Dordogne. L'implantation d'une discothèque sur la commune de Latouille-Lentillac a fait l'objet d'une demande de permis de construire qui fut ajourné sur la demande de la DDAF du Lot en raison des risques d'inondation. Le propriétaire a demandé d'effectuer une étude hydraulique en aval du pont des trois eaux, permettant d'évaluer les risques d'inondation sur le secteur d'implantation de la future discothèque (rive droite de la Bave au niveau des stations P3 et P5). Pour ce faire, nous allons étudier le régime permanent pour les différents de pointe maximaux observés.

2.2. Etude en régime permanent

Pour établir le comportement hydraulique de La Bave, une étude hydrologique a donné la courbe de tarage au Martinet à l'aval du tronçon étudié. Les résultats de cette étude sont recensés ci-dessous. Nous obtenons donc les tableaux suivant :

Probabilité	Fréquence de retour	Débit de pointe (m ³ /s)
0,9	1/10	84
0,98	1/50	116 (crue du 19/07/82)
0,99	1/100	130
0,9975	1/400	155 (crue du 03/10/60)

Tableau 1 : Probabilité, fréquences, débits de pointe sur le tronçon de La Bave

Zh (m)	178,77	179,37	179,97	180,57	181,17	181,77	181,90	182,30	182,37	182,87
Q (m ³ /s)	0	5,8	18	43	79,5	109	115	130	133	155

Tableau 2 : Loi de tarage Hauteur-Débit à l'aval du tronçon

On peut ajouter à ces données hydrologiques huit profils en travers qui correspondent à l'ensemble du tronçon étudié et qui constituent les données topographiques. L'étude va être menée entre les stations nommées « P3 » et « P5 ».

Précisons également qu'une chaussée est présente sur le tronçon à l'abscisse 860 mètres. Nous insérerons cet ouvrage dans le logiciel sous forme de section rectangulaire singulière avec un seuil tel que nous avons les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_{\text{radier}} = 185 \text{ mètres} \\ Z_{\text{berge}} = 188 \text{ mètres} \\ \text{Largeur} = 49.5 \text{ mètres} \end{array} \right.$$

Nous insérons également une seconde section rectangulaire non singulière cette fois placé à l'abscisse 900 mètres dans le but de modéliser la longueur de cet ouvrage. L'étude précisera également l'impact de cet ouvrage sur l'écoulement.

L'ensemble des données nécessaires à la réalisation de l'étude étant définis dans le logiciel SIC, nous pouvons effectuer les simulations avec les quatre différents débits de pointe de l'étude hydrologique.

2.3. Hauteurs d'eau pour les quatre débits

Les simulations des quatre débits sur la topologie et les données hydrologiques permettent de tracer le résultat de la ligne d'eau pour les différents débits.

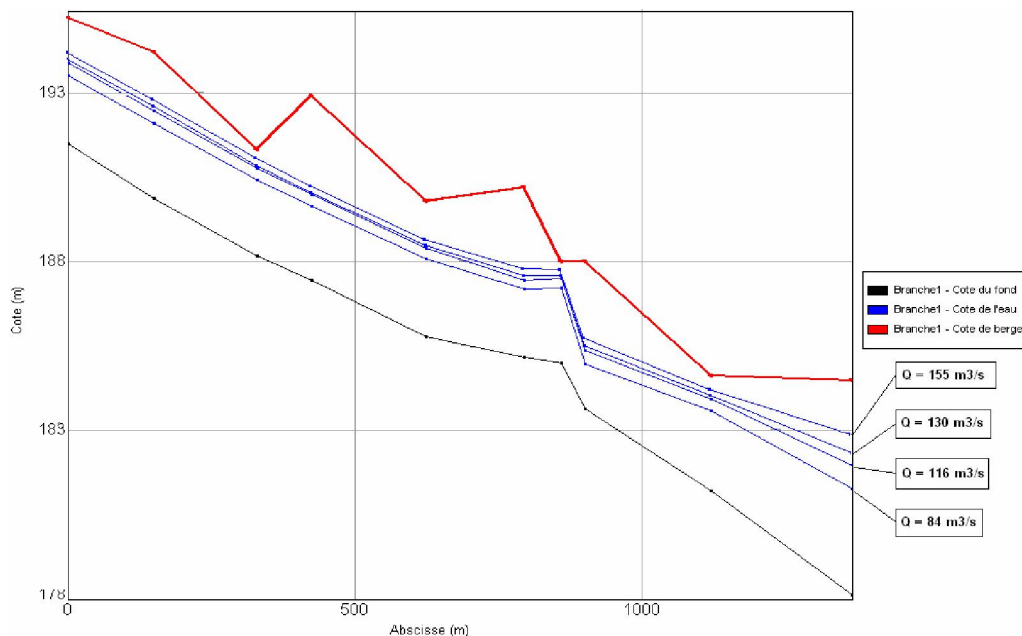


Figure 1 : Lignes d'eau pour les quatre débits 84, 116, 130, 155 m³/s

Ces hauteurs d'eau sont ensuite mises en relation avec les trois profils P3, P4 et P5.

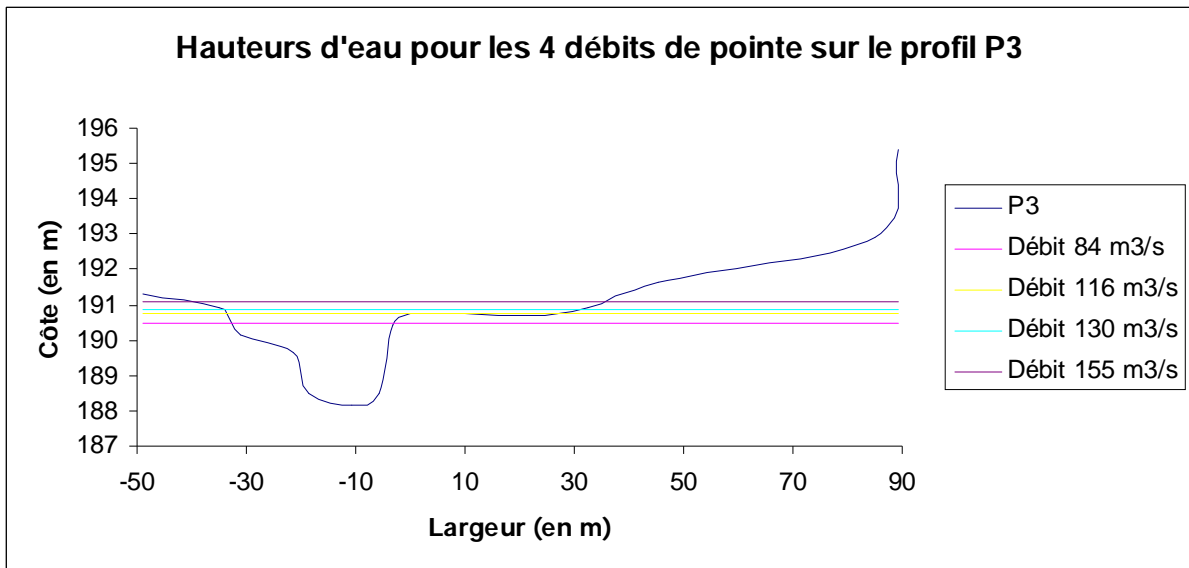


Figure 2 : Hauteurs d'eau pour les quatre débits sur le profil P3

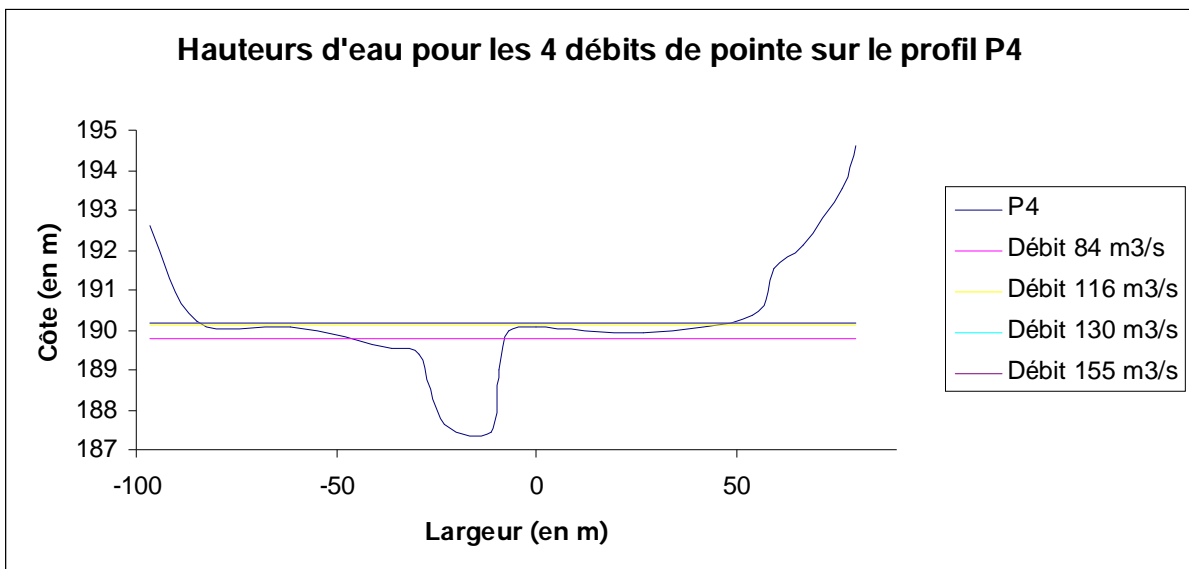


Figure 3 : Hauteurs d'eau pour les quatre débits sur le profil P4

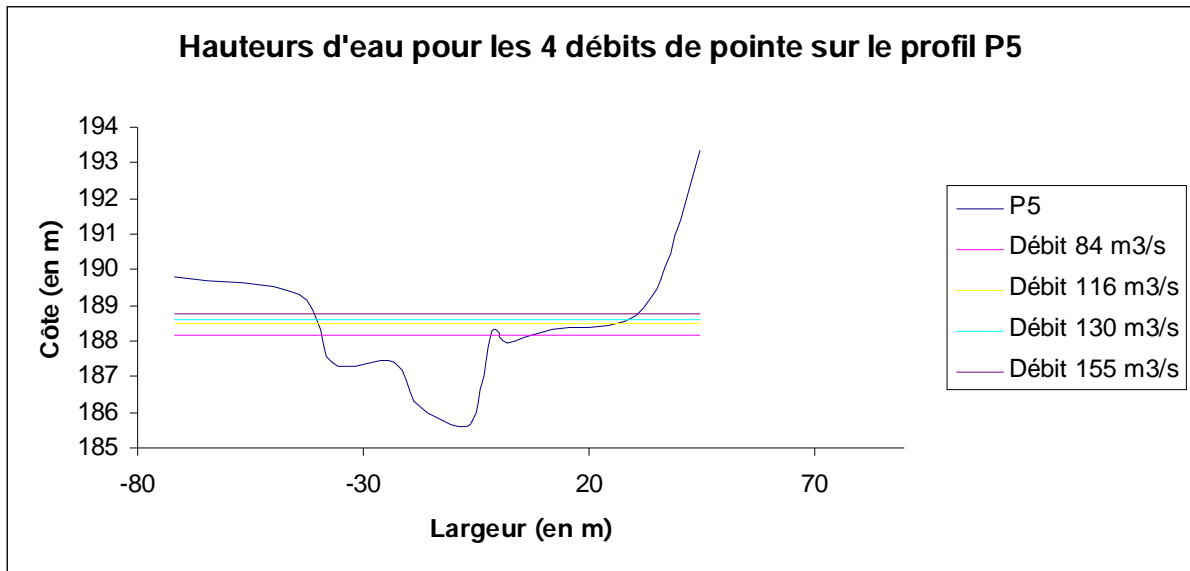


Figure 4 : Hauteurs d'eau pour les quatre débits sur le profil P5

Toutes ces informations permettent d'estimer la zone inondable sur le secteur. En effet, nous remarquons que la zone comprise entre les points P1 et P2 n'est jamais atteinte par la ligne d'eau, ce qui signifie que sur cette section il n'y aura pas de débordement pour les débits modélisé. L'étalement de la crue s'effectue entre les points P3 et P5.

La chaussée insérée dans notre géométrie entre les points P5 et P6 comme une singularité géométrique a un comportement identique à un seuil épais. En effet, nous pouvons tracer l'évolution du nombre de Froude le long des différentes sections que représente le graphique ci-dessous :

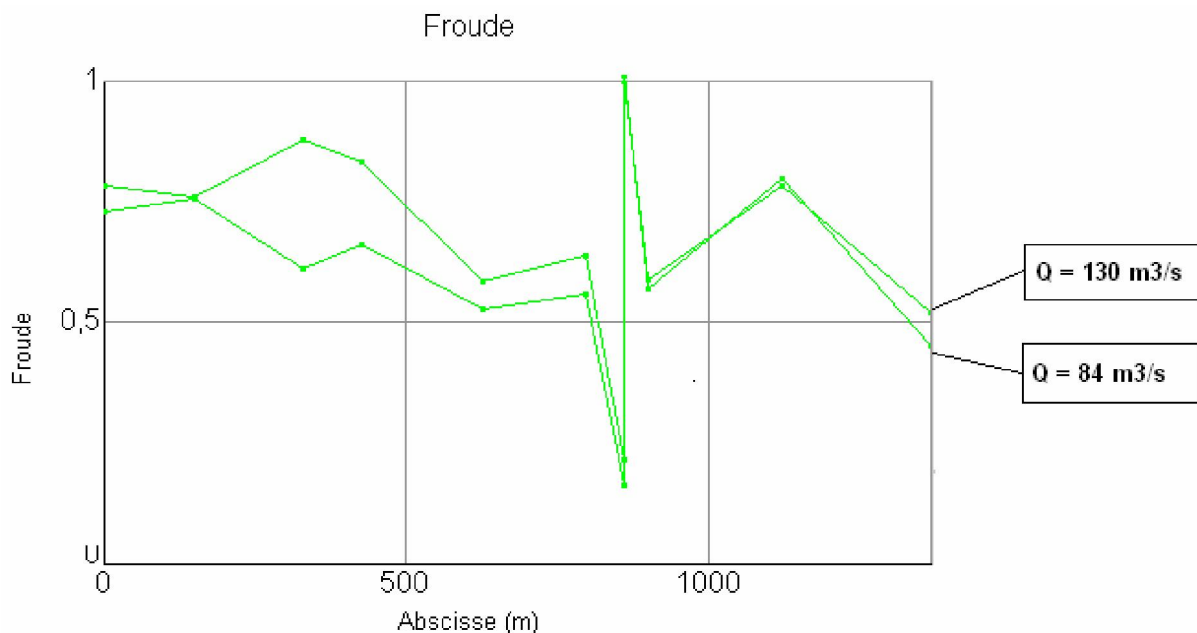


Figure 5 : Nombre de Froude en fonction de l'abscisse pour $Q=84$ et $Q=130 \text{ m}^3/\text{s}$

Sur ce graphique, nous observons que le nombre de Froude est égal à l'unité pour une abscisse de 850 mètres. Ceci explique que la vitesse est fixée par la hauteur d'eau, et que le volume d'eau s'écoulant ensuite est donc limité, ce qui empêche le risque de propagation de la crue en aval de l'ouvrage. Cette remarque nous permet de limiter notre étude aux sections comprises entre P3 et P5.

2.4. Analyse des simulations

Les graphiques obtenus dans le paragraphe précédent, nous permettent d'estimer l'étalement de la crue sur le lit majeur pour les sections P3, P4 et P5. Ces estimations sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Débit \ Sections	Section P3 (m)	Section P4 (m)	Section P5 (m)
Q=84m ³ /s	31	31	38
Q=116 m ³ /s	34	60	50
Q=130 m ³ /s	56	98	66
Q=155 m ³ /s	74	133	71

Tableau 3 : Etalement de la crue pour les sections P3, P4 et P5

Nous pouvons ainsi reporter sur la carte l'étendue de la crue pour les différents débits.

2.5. Conclusions de l'étude

Cette étude, menée sur une portion du cours d'eau de La Bave, a permis d'établir une étude hydraulique concernant le risque d'inondation d'un terrain prévu pour l'implantation d'une discothèque. Les résultats permettent de mettre en évidence les risques élevés de cette zone lors d'évènements pluviométriques intenses. En fonction du débit de pointe, la zone sera ou ne sera pas inondée. Les fréquences de retour associées aux différents débits ne permettent pas d'envisager la construction d'un tel bâtiment. L'implantation d'une discothèque entre les points P3 et P5 est donc à proscrire. En conséquence, le refus du permis de construire est justifié à la vue des résultats de l'étude hydraulique.

3. ETUDE DE LA GARONNE ENTRE VERDUN ET BOURRET

3.1. Présentation du problème

Dans cette partie, nous allons nous intéresser à l'étude hydraulique d'un tronçon de la Garonne situé entre Verdun et Bourret. Dans une première partie, nous effectuerons une étude en régime permanent nécessaire au calage du modèle hydraulique et dans l'évaluation du débit de plein bord. Ensuite une étude en régime transitoire sera envisagée à l'aide d'un hydrogramme de crue qui permettra d'estimer la propagation de la crue et les débits de débordement.

3.2. Etude en régime permanent

3.2.1. Calage du coefficient de Strickler

Cette section a pour but de déterminer les différents paramètres qui représentent les caractéristiques physiques du secteur étudié. Après avoir chargé le fichier de la topologie (.TAL), nous allons utiliser les mesures de la ligne d'eau pour trois débits différents.

Ces données sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

abscisses \ Débits	162m ³ /s	221 m ³ /s	360 m ³ /s
26213	91,2	91,5	92,0
35604	84,7	84,9	85,3
4496	78,5	78,6	78,9

Tableau 4 : Mesure de ligne d'eau pour trois débits

Les données de ce tableau vont nous permettre d'évaluer les coefficients de Strickler. Pour ce faire, nous insérons dans le modèle différent coefficient de Strickler. Nous obtenons ainsi le résultat suivant :

Débit (m ³ /s)	162	221	360
Coefficient de Strickler (m ^{1/3} /s)	20	22	27.5

Tableau 5 : Coefficient de Strickler pour trois débits

Ces valeurs du coefficient de Strickler ne permettent pas de simuler correctement les forts débits et donc sont trop faibles pour envisager des simulations où le

débordement est présent. Nous choisissons d'extrapoler par une fonction logarithmique à l'aide la fonction d'optimisation de Matlab « lsqcurvefit ». Le script utilisé pour effectuer cette optimisation est inséré ci-dessous :

```
% Regression lineaire pour l ensemble du Ks
close all; clear all;

xdata=[162;221;360];
ydata=[20;22;27.5];

A=zeros(1,3);
A0=zeros(1,3);
A0(1,:)=1;
f=@(A,data) A(1)+A(2)*log(A(3)*data);

[A_optim,resnorm]=lsqcurvefit(f,A0,xdata,ydata);

epsilon1=(resnorm).^(1/2) % Norme du residu

x=160:1:1300;
yfit=A_optim(1)+A_optim(2)*log(A_optim(3)*x);

plot(xdata,ydata,'or',x,yfit,'-b')
TITLE('Optimisation pour le coefficient de Strickler')
legend('Strickler expérimentaux','Extrapolation',0)
XLABEL('Débit ( en m^3/s )')
YLABEL('Coefficient de Strickler')
```

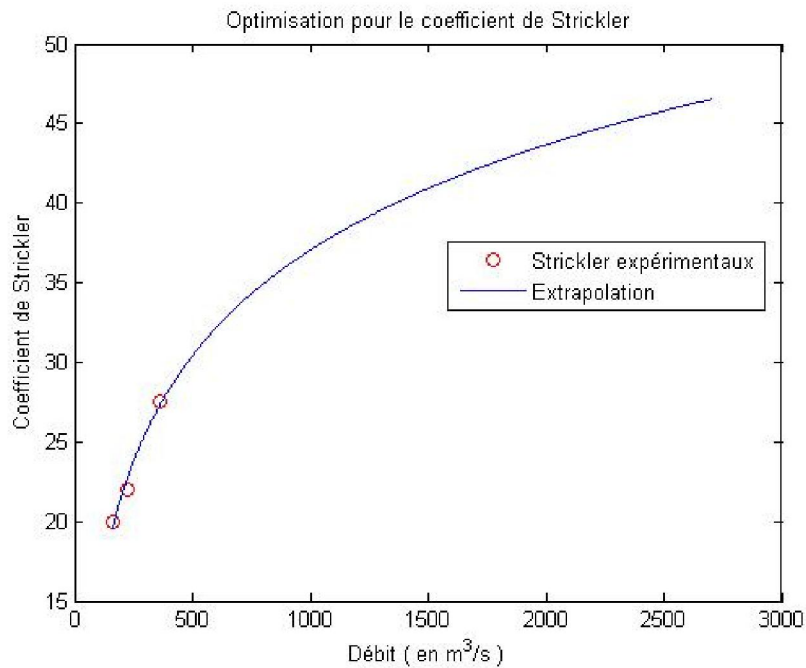


Figure 6 : Optimisation du coefficient de Strickler

Nous obtenons la norme du résidu, dont on peut prendre la racine carré. Nous avons donc un epsilon faible qui atteste une bonne optimisation :

$$\epsilon = 0.7426$$

A l'aide de cette extrapolation, nous pouvons déterminer le débit de plein bord qui correspond au débit au-delà duquel le tronçon étudié déborde. Nous obtenons donc le couple suivant qui correspond au débit de plein bord ainsi qu'à l'abscisse critique de débordement :

$$\begin{cases} Q_{\text{plein bord}} = 1300 \text{ m}^3/\text{s} \\ X_{\text{débordement}} = 34810 \text{ m} \\ K_s = 39.5 \end{cases}$$

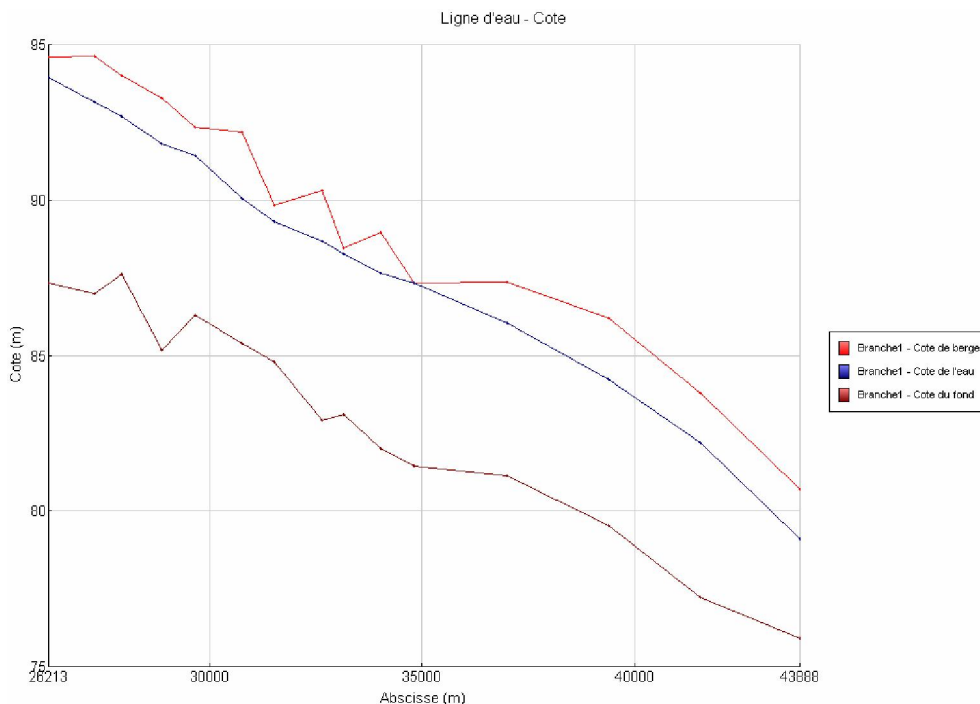


Figure 7 : Détermination du débit de plein bord

L'abscisse correspondant à $X = 34810$ mètres est obtenue pour le point P12.

La valeur du coefficient de Strickler extrapolée est de 39.5 ce qui correspond à des cours d'eau important avec des largeurs supérieures à 25 mètres. Telle est le cas de la rivière Garonne, nous pouvons donc supposer que l'extrapolation effectuée est satisfaisante.

La pente correspondant au tronçon étudié peut être évaluée de la façon suivante :

$$\text{Pente} = \frac{dZ}{dx} = \frac{94.5 - 82.5}{43888 - 26213} = 6.7893 \times 10^{-4} \text{ ml } m$$

Soit encore une pente de : Pente = 0.67893 ml km

3.2.2. Calage de la courbe de tarage

Nous devons également procéder à l'optimisation de la courbe de tarage pour des raisons identiques à celles évoquées pour l'optimisation du coefficient de Strickler. En effet, les données de la courbe de tarage du tableau ci-dessous ne permettent pas d'effectuer une étude hydrologique aux débits déterminés plus haut :

Cotes (m)	77,62	78,11	78,20	78,29	78,34	78,40	78,49	78,60	78,85
Débit (m ³ /s)	50,2	170	197	224	256	295	352	452	739

Tableau 6 : Données de la courbe de tarage

Comme précédemment, nous avons choisi d'extrapoler la courbe de tarage par une fonction logarithmique. Le code ci-dessous effectue donc cette optimisation :

```
% Regression lineaire pour la courbe de tarage
close all; clear all;

xdata=[50.2;170;197;224;256;295;352;452;739];
ydata=[77.62;78.11;78.20;78.29;78.34;78.40;78.49;78.60;78.85];
A=zeros(1,3);
A0=zeros(1,3);
A0(1,:)=1;
f=@(A,data) A(1)+A(2)*log(A(3)*data);

[A_optim,resnorm]=lsqcurvefit(f,A0,xdata,ydata);
epsilon1=(resnorm).^(1/2) % Norme du residu
x=0:1:3000;
ymax=zeros(1,length(x))
ymax(:)=80.700;
yfit=A_optim(1)+A_optim(2)*log(A_optim(3)*x);

plot(xdata,ydata,'or',x,yfit,'-b',x,ymax,'-g')
hold on;
x_droite=452:1:2700+452;
a=(78.85-78.60)/(739-452);
b=78.60-a*452;
y_droite=a*x_droite+b;
% plot(x_droite,y_droite,'-g')
TITLE('Optimisation pour la courbe de tarage')
legend('Hauteurs expérimentales','Extrapolation',0)
XLABEL('Débit ( en m^3/s )')
YLABEL('Hauteur d`eau ( en m)')
```

Nous obtenons alors pour la racine carrée de la norme du résidu :

$$\epsilon = 0.0604$$

Cette faible valeur pour la norme du résidu correspond à une optimisation satisfaisante.

Ce script nous conduit à la visualisation suivante :

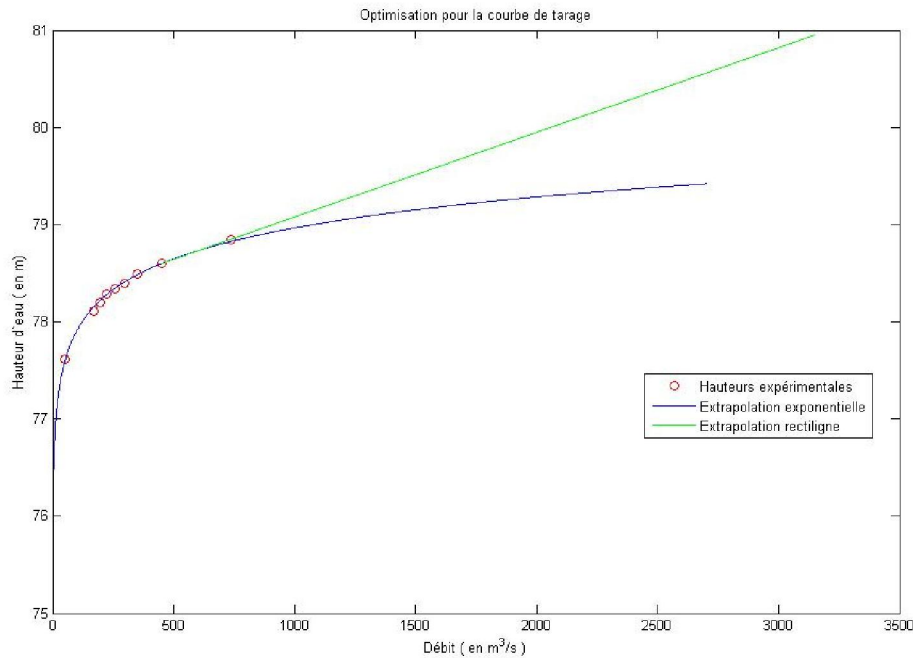


Figure 8 : Optimisation de la courbe de tarage

Nous pouvons voir sur le graphique deux extrapolations différentes. La première correspond à une extrapolation de type logarithmique (courbe bleue) et la seconde composée d'une droite à partir d'un débit de 452 (courbe verte). Nous préférons pour la suite de l'étude cette dernière qui permet une meilleure représentation de la réalité.

Pour un débit de 2000 m³/s, nous obtenons une profondeur moyenne de 2,5 mètres. Dans cette configuration, la vitesse moyenne de l'écoulement serait d'environ 4.2 mètres par seconde. Cette vitesse semble être cohérente avec une vitesse de propagation d'une crue pour une rivière de la taille de la Garonne. L'optimisation effectuée semble être cohérente.

3.3. Etude en régime transitoire

Dans cette section, nous allons effectuer une étude en régime transitoire. Pour ce faire, nous disposons de l'hydrogramme de crue datant du 10 au 11 Juin 2000. Nous notons que cette période correspond également au débordement de la La Lèze dont la crue avait été considérable avec des débits de l'ordre de 144 m³/s à Labarthe-sur-Lèze.

Nous procédons à la détermination du débit moyen à l'aide de l'extrapolation du coefficient de Strickler moyen. Cette valeur doit être représentative de la durée de la crue. Dans cette opération l'optimisation de la courbe de tarage effectuée au paragraphe précédent nous sert à compléter la loi hauteur-débit à l'aval en prenant quelques valeurs jusqu'au débit maximum. Dans ces conditions, nous obtenons :

$$K_s = 41.7$$

Modification de la géométrie des profils du tronçon étudié :

Dans le cas de débordement, le logiciel SIC considère les berges du lit majeur comme verticales comme le montre le schéma ci-dessous.

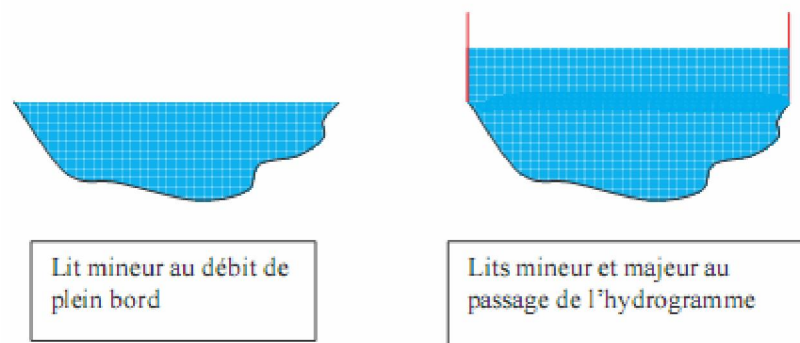


Figure 9 : Berges verticales pour le logiciel SIC

Pour rendre la simulation fidèle à la réalité, nous procédons à une modification de la géométrie des profils en travers. Nous imposons au lit majeur une pente de 0.6% de chaque côté du tronçon étudié. En procédant ainsi, nos résultats seront plus fidèles à la réalité puisque la hauteur d'eau sera inférieure à la côte maximale du lit majeur.

La figure ci-dessous atteste que la ligne d'eau est bien toujours inférieure à la côte maximale de la berge.

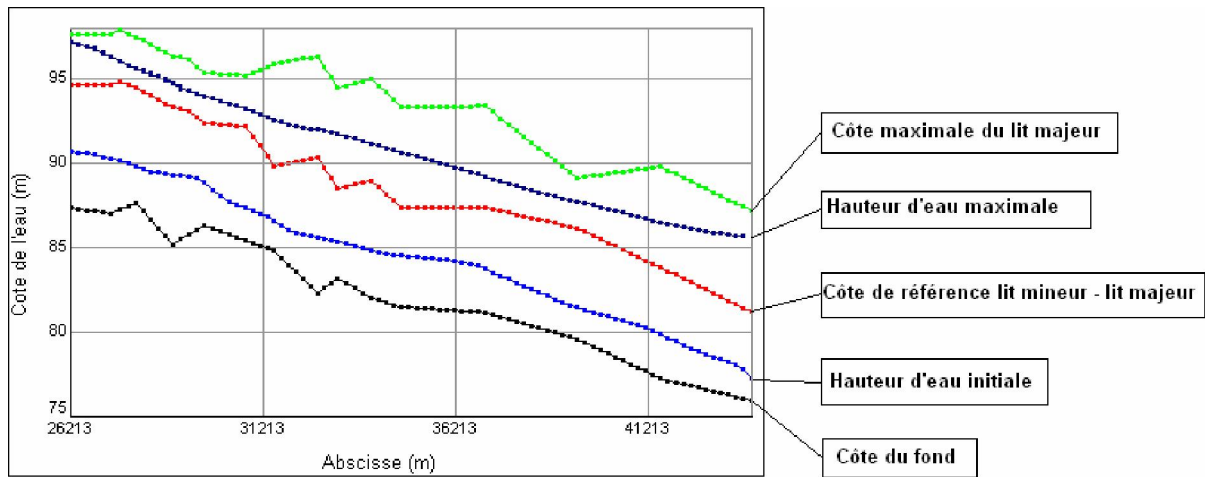


Figure 10 : Résultat de la modélisation avec des profils étendus

La première analyse que l'on peut faire de ce graphique montre qu'à aucun instant la hauteur d'eau ne dépasse la cote maximale du lit majeur. Dans ces conditions, nous pouvons alors conclure que le logiciel SIC n'a pas créé de berges verticales comme énoncé haut dessus. Nous allons donc pouvoir travailler avec une simulation plus représentative de la réalité.

Nous effectuons un premier calcul en régime permanent sur le lit mineur principalement puisque nous l'effectuons sur la géométrie non modifiée en insérant un débit de pointe de $3500 \text{ m}^3/\text{s}$. Le logiciel SIC nous fournit alors le résultat de la ligne d'eau dont on note la différence entre la cote de l'eau moins la cote de la berge pour exprimer les hauteurs d'eau débordées et ce à partir de la distance entre chaque section ainsi que la largeur de chaque section correspondante aux données géométriques.

Nous obtenons alors le volume d'eau débordé :

$$\text{Volume débordé} = 6.15 \times 10^7 \text{ m}^3$$

En effectuant un calcul identique dans la géométrie corrigée, nous obtenons dans chaque section la largeur du lit mouillé. C'est ce dernier résultat qui nous permet d'accéder à la surface touchée lors de la crue.

Nous avons donc pour la surface inondée :

$$\text{Surface inondée} = 6.5 \times 10^6 \text{ m}^2$$

Le coefficient de Strickler est un paramètre majeur du débordement de lit de la rivière. En effet plus le coefficient de Strickler est fort et plus les hauteurs d'eau seront faibles. Ceci correspond à des lits peu rugueux et donc les vitesses seront plus élevées. Nous pouvons observer ce phénomène avec le graphique ci-dessous qui correspond à l'influence du coefficient de Strickler sur le débordement. L'ensemble de ces différentes simulations a été effectuée avec la géométrie corrigée au point critique que l'on déterminé dans le paragraphe précédent ($x = 34813$ mètres).

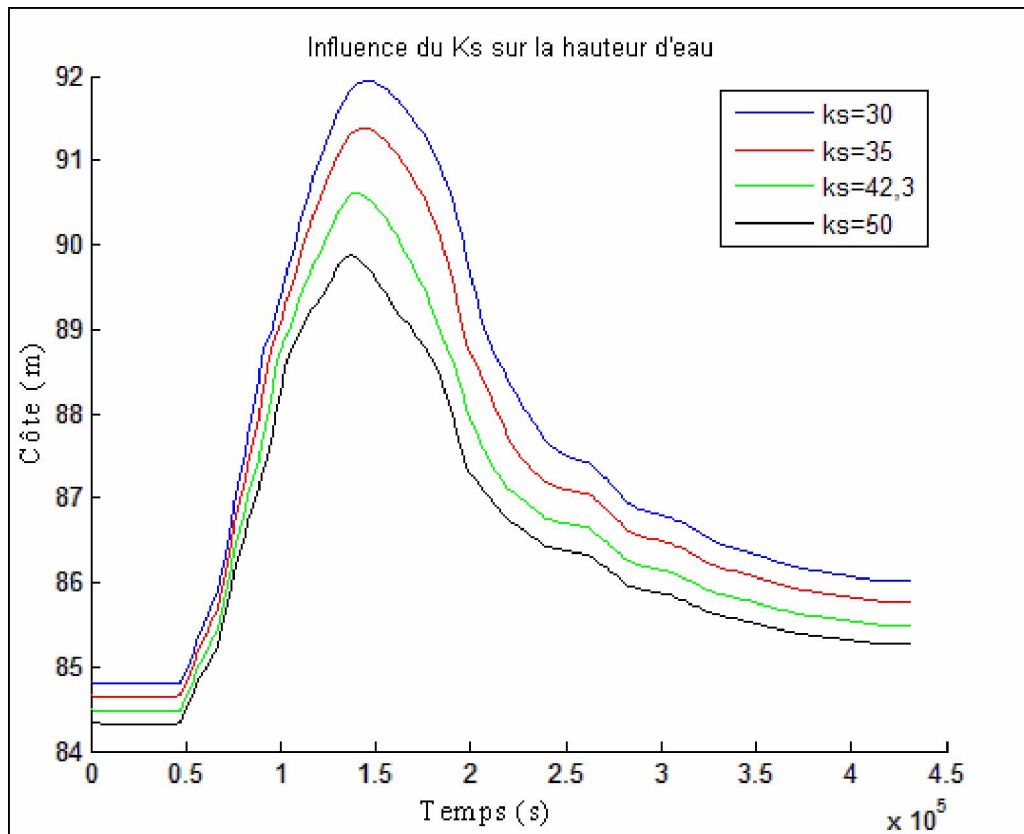


Figure 11 : Influence du K_s sur la hauteur d'eau

Nous pouvons vérifier ces résultats en mesurant la célérité et le temps correspondant à l'hydrogramme de crue inséré en entrée de la simulation. Nous pouvons donc exprimer le temps nécessaire au parcours de l'onde de crue entre les points correspondant aux villages de Verdun et de Bourret. Nous obtenons le tableau suivant :

	Temps	Célérité
Géométrie non corrigée	102 min	2,84 m.s ⁻¹
Géométrie corrigée	275 min	1,05 m.s ⁻¹

Tableau 7 : Temps et célérité de l'onde de crue pour les deux types de profils

L'analyse de ce tableau nous montre la différence entre les deux simulations. En effet, nous observons une vitesse diminuée de plus de la moitié entre la simulation sur les profils initiaux et les profils modifiés. La simulation pour la géométrie avec des profils corrigés a été effectuée avec de coefficient de Strickler de 42.3 pour le lit mineur et un coefficient de Strickler de 5 pour le lit majeur, ce qui correspond à une forte rugosité qui est matérialisé par la végétation au sol, les habitations les murs des clôtures et tout autre obstacle entravant la progression de la crue.

Le temps de propagation de la crue est par conséquent plus important en ce qui concerne la géométrie modifiée que pour la géométrie initiale. Il existe le même rapport que pour l'analyse de la vitesse dans les deux cas. Nous obtenons donc :

$$\begin{cases} \text{Temps}_{\text{géométrie non corrigée}} = 2.7 \times \text{Temps}_{\text{géométrie corrigée}} \\ \text{Célérité}_{\text{géométrie non corrigée}} = 2.7 \times \text{Vitesse}_{\text{géométrie corrigée}} \end{cases}$$

Nous pouvons maintenant évaluer la différence entre les deux approches effectuées à savoir, une simulation sur la géométrie initiale et une autre sur la géométrie corrigée. Le graphique ci-dessous compare le débit en fonction du temps pour la simulation avec la géométrie initiale et la géométrie corrigée.

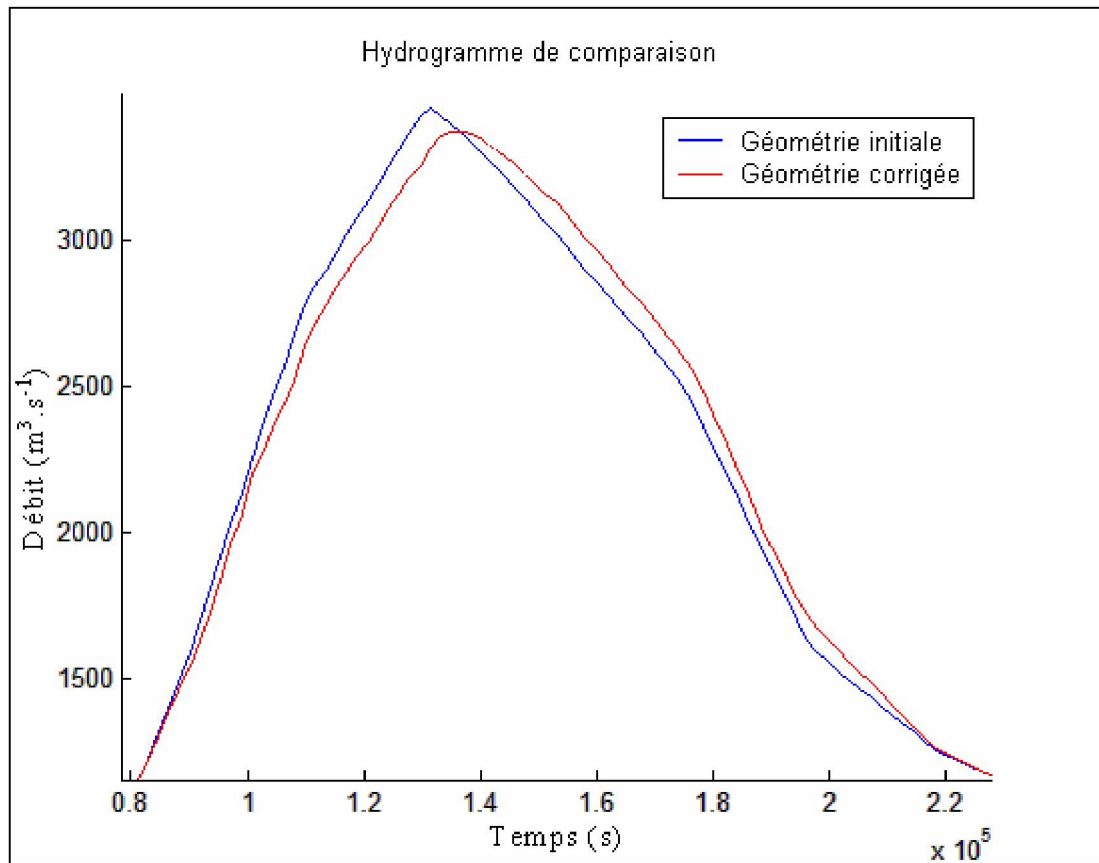


Figure 12 : Hydrogramme de comparaison pour les deux types de géométrie à l'abscisse 34800

L'analyse de ce graphique montre un débit légèrement inférieur en ce qui concerne la simulation avec la géométrie corrigée. Cette observation peut s'expliquer par le fait que lors de la simulation avec la géométrie initiale, les hauteurs d'eau ne s'étaient pas au-delà de la largeur maximale du profil qui n'est pas étendue. Pour la simulation avec une géométrie corrigée, l'écoulement a la possibilité de s'étendre sur les berges qui ont été étendue avec une pente de 0.6. On ajoute donc une composante à la propagation de la crue qui rend plus fidèle la modélisation en diminuant notamment le débit maximum de l'hydrogramme.

Une autre analyse de ce graphique montre que nous avons bien effectué une simulation correcte. En effet la masse d'eau correspondant aux deux simulations permet de mettre en évidence la conservation de la masse, celle-ci étant égal à l'aire sous chacune des courbes.

De même, nous pouvons comparer les deux simulations en traçant les hauteurs d'eau en fonction du temps à une abscisse donnée pour percevoir également cette différence.

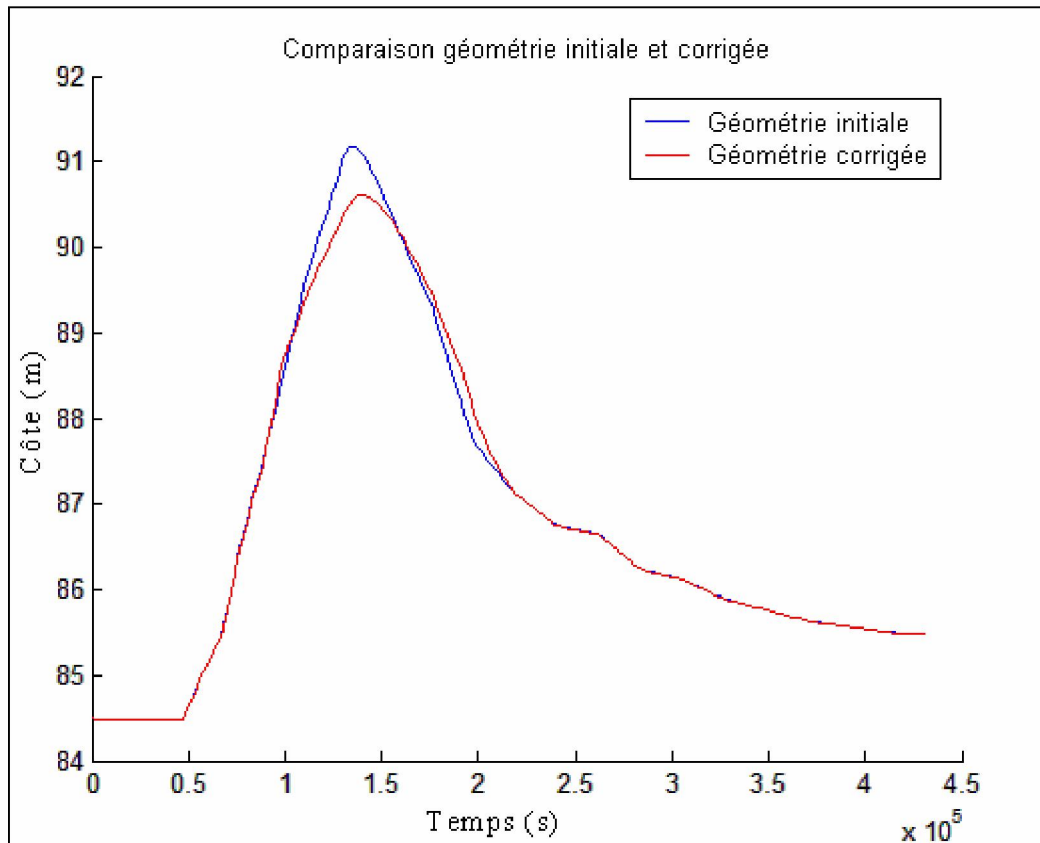


Figure 13 : Influence des deux types de profils sur la cote de l'eau

Sur ce graphique, nous observons également une hauteur maximale corrigée inférieure à la hauteur d'eau maximale simulée avec une géométrie initiale.

Les deux graphiques montrent un effet plus important de la crue après le maximum pour chaque simulation avec la géométrie étendue puisque la hauteur d'eau, tout comme le débit, sont supérieures la simulation effectuée avec la géométrie initiale.

L'analyse de ces graphiques permet de mettre en évidence des débits et des hauteurs d'eau plus importantes après le maximum pour la simulation avec la géométrie étendue. Cette différence est principalement due au coefficient de Strickler très faible sur le lit majeur. Celui-ci entraîne une forte rugosité du lit de la crue et par conséquent des hauteurs plus élevées. La possibilité donnée à la crue avec la géométrie modifiée de s'étendre montre des maximums moins importants mais la largeur de la crue sera plus importante.

3.4. Conclusions de l'étude

L'étape préliminaire effectuée en régime permanent a mis en évidence le débit de plein bord. De plus, les deux extrapolations du coefficient de Strickler d'une part ainsi que de la courbe de tarage d'une autre part, nous a permis d'effectuer l'opération de calage du modèle hydraulique. Cette étape nous a conduit par la suite à l'étude en régime transitoire. Sur ce régime d'écoulement nous avons pu tester les différents paramètres influant sur le modèle. Nous avons mis en évidence l'importance du coefficient de Strickler ainsi que l'étendue de la géométrie pour meilleure utilisation des calculs effectués par le logiciel SIC. Ces profils relevés de façon très précise par un géomètre constituent une part importante du budget d'une étude hydraulique. On comprend alors le rôle de l'hydraulicien dans le choix de la largeur des profils et du nombre de profils demandé à l'expert géomètre.

4. CONCLUSIONS

Le logiciel SIC utilisé dans ces deux simulations nous a permis d'établir les principales caractéristiques des écoulements en milieux naturels. Ainsi, nous avons pu mettre en évidence l'influence du coefficient de Strickler, du débit sur l'écoulement pour en comprendre l'effet sur l'onde de crue. Le couplage de tous ces facteurs a été mis en avant. Nous avons donc évalué les comportements hydrauliques de la rivière La Bave et de La Garonne sur les tronçons étudiés.

L'ensemble des deux études a été obtenue à l'aide de résolutions numériques effectuées par le logiciel SIC. Pour ce faire, nous avons procédé au calage du modèle numérique à partir de données expérimentales. Les extrapolations effectuées sur la courbe de tarage, sur la courbe du coefficient de Strickler ainsi que sur l'étendue des profils dans le sens de la largeur ont introduit des erreurs sur les modélisations effectuées. L'ensemble des deux études aboutissent à des conclusions sur ces paramètres tout à fait raisonnables et réalistes, ce qui nous permet donc de confirmer l'ensemble des résultats obtenus. La qualité et la précision du travail effectué dépend très largement des données initiales. Nous comprenons alors tout le sens et le rôle de l'ingénieur hydraulicien dans le choix de ces données, d'autant plus qu'elles représentent une part très importante d'une étude hydraulique. On pourrait alors se poser la question de la pertinence de données supplémentaires telles que des pompages, des rejets de stations d'eau potable ou de station d'épuration, ainsi que des apports latéraux dépendant de la nature du substratum du bassin versant.

5. ANNEXE

5.1. Cartographie de la zone inondable en fonction du débit