



**HAL**  
open science

# Représentation et segmentation hydraulique effective de rivières à l'échelle globale pour le calcul de débit par altimétrie SWOT

Amanda-Samine Montazem

► **To cite this version:**

Amanda-Samine Montazem. Représentation et segmentation hydraulique effective de rivières à l'échelle globale pour le calcul de débit par altimétrie SWOT. Hydrologie. Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2019. Français. NNT : 2019TOU30336 . tel-03468685

**HAL Id: tel-03468685**

**<https://theses.hal.science/tel-03468685>**

Submitted on 7 Dec 2021

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



# THÈSE

## En vue de l'obtention du **DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE**

Délivré par l'Université Toulouse 3 - Paul Sabatier

---

Présentée et soutenue par  
**Amanda-Samine MONTAZEM**

Le 05 avril 2019

**Représentation et segmentation hydraulique effective de  
rivières à l'échelle globale pour le calcul de débit par  
altimétrie SWOT**

---

Ecole doctorale : **SDUZE - Sciences de l'Univers, de l'Environnement et de  
l'Espace**

Spécialité : **Surfaces et interfaces continentales, Hydrologie**

Unité de recherche :  
**LEGOS - Laboratoire d'Etudes en Géophysique et Océanographie Spatiale**

Thèse dirigée par  
**Stéphane CALMANT et Pierre-André GARAMBOIS**

Jury

**M. Ernesto Rodriguez**, Rapporteur  
**M. Robert Mosé**, Rapporteur  
**Mme Bonnet Marie-Paul**, Rapporteur  
**M. Stéphane CALMANT**, Directeur de thèse



Cette thèse est l'un des plus beau et enrichissant voyage de ma vie.  
Je remercie celles et ceux qui ont contribué -directement ou indirectement- à ce que j'embarque sur ce bateau et je remercie celles et ceux qui m'ont accompagné lors de ce voyage.

\*\*\*\*\*

### *Aux personnes qui ont rendu cette thèse si belle*

À mes directeurs de thèse préférés, Stéphane Calmant et Pierre-André Garambois, merci pour vos immenses qualités humaines, scientifiques et professionnelles. Je vous remercie de m'avoir fait confiance en me confiant ce sujet de thèse aussi passionnant qu'original.

À Yves Morel « le héros » de cette thèse qui l'a rendue possible.

À mon très cher ami Jean-François Crétaux, j'ai de la chance de t'avoir eu comme collègue et encore plus de chance de t'avoir comme ami.

Aux fées du labo, Martine, Nadine, Agathe et Brigitte.

À Jérôme Monnier, en particulier pour ta confiance, tes conseils et ton écoute.

À Kevin Larnier, quel plaisir de travailler avec toi, si on pouvait m'expliquer la vie aussi clairement que tu expliques les maths!!

Aux collègues du laboratoire ICUBE et de l'INSA à Strasbourg qui m'ont aidé à affronter le froid Strasbourgeois et à découvrir les spécialités locales.

À toutes les personnes que j'ai côtoyé à l'OMP, merci pour votre bonne humeur et votre sympathie. Un merci tout particulier à Jacques, Delphine, Gian-Franco, Mumu, François, Denis et Sylvain.

### *À ma famille*

À mes parent. Merci pour l'amour et l'éducation que vous m'avez donné. Je suis honorée que vous m'avez transmis de si belles valeurs, comme préférer être assise par terre sous un olivier à manger un bout de pain et une tomate avec de l'huile d'olive plutôt qu'être mal assise dans un restaurant gastronomique.

À mes quatre sœurs. Avec vous un seul regard suffit pour déclencher un fou rire. Merci pour votre amour, votre gentillesse, votre humour et surtout vos caractères atypiques. Merci d'exister tout simplement.

À mes sept neveux, qui sont les enfants les plus beaux, les plus sympas, les plus gentils et les plus drôles du monde. Vous avez de la chance vous avez tout pris de votre tata.

À khâle Tooran et amû Mohsen.

*Je vous aime.*

### ***À mon autre famille qui rend mon monde encore plus beau***

À Xavier et au boulevard Nungesser et Coli, et oui le fameux ! Merci pour TOUT ce que tu as fait. Merci n'est pas assez.

À mes sœurs Toulousaine

Amandine alias « Mamangue » ma cinquième sœur, merci d'être là.

Hélène et Nafissa, merci d'être assez folles pour exister tel que vous l'êtes.

Aux copains Sandro et Jérem. Aux fromagers et aux afters à la fromagerie!!

À Mika, merci pour tous ces moments partagés ensemble et surtout merci de m'avoir fait découvrir le monde des instruments analogiques.

À Nico, merci d'être à mes côtés depuis autant de vies.

À Yannosh, merci pour ta générosité et ton amitié sans failles. Je suis honorée d'être ton amie.

À mes colocataires, Audrey, Clémence, les Camilles et Coline, et particulièrement à vos phrases aussi motivantes « force, travail et courage » que démotivantes « on va boire des coups? ». J'ai adoré vivre toutes ces années avec vous.

Aux copains de Perpignan.

### ***À Paco***

La route avec toi, elle sonne à Radio Tarifa.

Merci d'être - au sens propre et figuré - mon copilote depuis quelques années.

\*\*\*\*\*

Je dédie ma thèse à la femme la plus gentille du monde  
*ma grand-mère*

## Résumé

Le potentiel d'observation des hydrosystèmes offert par la télédétection, en expansion depuis une vingtaine d'années vient compléter l'observabilité hydrométrique in situ, en déclin dans certaines régions. La future mission SWOT d'altimétrie large fauchée devrait permettre une visibilité quasi globale des cours d'eau de largeur supérieure à 100m avec une à sept revisites par cycle de 21 jours pour les latitudes comprises entre 70°N/S. Les produits prévus par la mission sur les cours d'eau visent la détermination de caractéristiques hydrauliques de surface libre (altitude, pente, largeur au miroir), la segmentation du réseau hydrographique en biefs et des estimations de débit. À la différence des mesures quasi-ponctuelles et relativement peu denses en espace et en temps qu'offre l'altimétrie actuelle, le satellite SWOT permettra d'améliorer la visibilité des profils longitudinaux des surfaces libres et apportera des mesures de largeurs au miroir référencées verticalement.

Cette thèse s'intéresse à la caractérisation de comportements hydrauliques de rivières à partir « d'observables » de surface des cours d'eau et en particulier la visibilité des profils longitudinaux des surfaces libres et des variations de largeur au miroir qu'apportera le satellite SWOT. Ainsi, est exploré le concept de visibilité hydraulique qui décrit le potentiel d'observation des variabilités des écoulements à partir de mesures distribuées d'altitude, pente et courbure de profils longitudinaux de surface libre. Une méthodologie est mise en place pour étudier la signature hydraulique de singularités typiques de géométrie, de friction et hydrologiques sur la surface des écoulements.

Sur la base de ces caractérisations et des marqueurs mis en avant, une méthode de segmentation (discrétisation) des observations des profils quasi-continus de surface libre est proposée. La méthode est basée sur les variabilités spatio-temporelles de la courbure qui permettent de dégager les zones de contrôles hydrauliques à plusieurs échelles. Cette méthode permet de limiter l'impact d'une segmentation sur une modélisation hydraulique à partir d'observables satellites.

L'analyse des signaux de surface et la segmentation basée sur la courbure de la surface libre sont sensibles au bruit lié à la mesure de ces profils. Ainsi, dans un contexte de mesure télédétections et donc affectées par un fort niveau de bruit, une méthode de « débruitage » à partir d'un traitement en ondelettes et de considérations hydrodynamiques a été développée. Elle permet un « débruitage » localisé, adaptatif et automatique des profils de surface, réduisant ainsi considérablement le bruit de la mesure et l'impact sur une estimation directe de débit.

La dernière partie de cette thèse s'intéresse au problème d'estimation du débit au travers de l'estimation de bathymétrie-friction à partir « d'observables » de surface seuls. Des mé-

thodes permettant de mieux contraindre les aprioris sur la friction et la bathymétrie (non observables) et potentiellement des processus d'assimilation de données de surface sont proposées. Dans un premier temps, un estimateur de géométries effectives est proposé sur la base des couples altitude-largeur observables par satellites. Dans un second temps nous nous sommes intéressés aux vitesses d'écoulement, on montre en particulier que la courbure de surface libre permet de caractériser le signe des variations spatiales de la vitesse moyenne d'écoulement. Ensuite une attention particulière est portée à l'étude de la déformation (observable) de surface libre due à la propagation d'un hydrogramme. Des ordres de grandeur de vitesse de propagation d'ondes de crue en fonction de la forme des sections en travers ainsi que l'influence de variations de largeur et de pente du fond sont étudiés. Ces estimations de forme et de vitesse moyenne d'écoulement à partir « d'observables » seuls ont permis d'estimer un coefficient de rugosité moyen réaliste sur un cas réel. Ces considérations mettent en évidence la possibilité d'estimer des variables hydrauliques clés à partir « d'observables » seuls en vue d'établir des contraintes physiques pour une meilleure estimation du débit.

Ces travaux de thèse ouvrent donc des perspectives pour (i) le traitement et l'exploitation directe des futures données SWOT (ii) améliorer la paramétrisation et contraindre les problèmes inverses en hydraulique fluviale à partir de données spatiales.

## Abstract

The increasing potential of observation of hydrosystems provided by remote sensing over the last twenty years complements in situ observations that are declining in some regions. The future SWOT mission should enable a quasi-global visibility of rivers wider than 100m with up to seven revisits per orbit cycle (21 days) for region between 70°N/S. One of the SWOT products over worldwide rivers consists in the determination of their free surface hydraulic characteristics (height, slope, width), the segmentation of the hydrographic network and discharge estimations.

In this context, this thesis aims to characterize and describe the hydraulic behavior of rivers from water surface «observables» and especially the unprecedented visibility of longitudinal profiles and top width that SWOT will bring. Therefore is explored the concept of hydraulic visibility describing the potential of observation of flow variabilities from water surface «observables», and in particular free surface height, slope and curvature. A methodology is developed to study the hydraulic signature of geometrical or rugosity variations.

Based on these hydraulic characterizations and markers, a segmentation method (discretization) of quasi-continuous free surface height profiles is proposed. The method is based on the spatio-temporal variabilities of the water surface curvature of the free surface, enabling the detection of hydraulic controls at various scales. This method allows to limit the impact of the segmentation on hydraulic modeling from satellite data.

This segmentation method, based on water surface curvature is sensitive to measurement errors on water surface height. Thus, in a context of remotely sensed measurements affected by errors, a «denoising» method based on wavelet processing and hydrodynamic considerations has been developed. This method allows a localized, adaptive and fully automatic "denoising" of surface profiles, thus considerably reducing the noise of the measurement and the impact on direct discharge estimations.

The last part of this thesis focuses on unsteady flows. A special attention is paid to the analysis free surface deformations due to the propagation of a flood wave. Orders of magnitude of the flow velocity of flood waves according to the shape of cross sections are studied. Then it is shown that the free surface curvature is an interesting proxy for characterizing the sign of the spatial variations of the mean flow velocity. Finally an estimator of effective channel shape is proposed and tested on a real geometry.

This thesis opens perspectives for (i) the processing and direct exploitation of future SWOT data (ii) improving the constrain and parameterization of inverse problems in fluvial hydraulics from spatial observations.

# Table des matières

<b>Table des matières</b>	<b>8</b>
<b>1 Introduction et contexte bibliographique</b>	<b>13</b>
1.1 L'or bleu un enjeu écologique et géopolitique majeur . . . . .	13
1.2 Hydrodynamique fluviale et variabilité hydrologique . . . . .	19
1.2.1 Cycle de l'eau dans le bassin versant . . . . .	19
1.2.2 Flux dans un réseau hydrographique . . . . .	21
1.2.3 L'hydraulique fluviale en contexte de télédétection . . . . .	22
1.3 Suivi in situ de l'écoulement dans les réseaux hydrographiques . . . . .	24
1.3.1 La mesure du champs vitesse - estimation du débit . . . . .	24
1.3.2 Mesure de la hauteur d'eau et courbes de tarage . . . . .	26
1.3.2.1 Hauteur d'eau . . . . .	26
1.3.2.2 Courbes de tarage . . . . .	27
1.3.3 Estimation des pentes de surface libre . . . . .	28
1.3.4 Profils longitudinaux continus par GPS embarqués . . . . .	29
1.3.5 Limitations des réseaux de mesure hydrométriques in situ . . . . .	33
1.4 Apport de la télédétection au suivi des variables hydrologiques et hydrauliques . . . . .	35
1.4.1 La mesure des hauteurs d'eau par altimétrie nadir . . . . .	35
1.4.1.1 Principe de la mesure altimétrique . . . . .	36
1.4.1.2 Hauteurs d'eau et stations virtuelles . . . . .	37
1.4.2 Imagerie satellitaire . . . . .	39
1.4.3 La mission Surface Water and Ocean Topography (SWOT) . . . . .	41
1.4.3.1 La mission . . . . .	42
1.4.3.2 Les perspectives pour l'hydrologie continentale . . . . .	45
1.4.3.3 Définition des « observables » hydrauliques SWOT sur les cours d'eau . . . . .	47
1.5 Modèles d'estimation des débits des cours d'eau . . . . .	50
1.5.1 Méthodes empiriques . . . . .	51

1.5.1.1	Lois empiriques . . . . .	51
1.5.1.1.1	Loi de Manning . . . . .	51
1.5.1.1.2	Géométries hydrauliques . . . . .	51
1.5.1.2	Courbes de tarage altimétriques . . . . .	52
1.5.1.3	Modèles empiriques et mesures télédéetectées . . . . .	54
1.5.2	Les modèles hydrologiques et hydrauliques . . . . .	56
1.5.2.1	La modélisation pluie-débit . . . . .	56
1.5.2.2	La modélisation débit-débit . . . . .	58
1.5.3	État de l'art des problèmes (inverses) en hydraulique spatiale - fusion modèles-données . . . . .	60
1.5.3.1	Modèles hydrauliques . . . . .	60
1.6	Visibilité des signaux hydrauliques par satellites . . . . .	62
1.7	Synthèse du contexte et objectifs de la thèse . . . . .	64
<b>2</b>	<b>Modèles 1D d'écoulements à surface libre</b>	<b>67</b>
2.1	Caractéristiques géométriques des canaux . . . . .	68
2.2	Modèle 1D Saint-Venant complet . . . . .	69
2.3	Régimes d'écoulement et contrôle hydraulique . . . . .	71
2.4	Modèles hydrauliques 1D en régime permanent . . . . .	73
2.4.1	Régime permanent et uniforme . . . . .	73
2.4.2	Régime graduellement varié . . . . .	73
2.4.3	Régimes permanents sans apports de masse . . . . .	74
2.4.3.1	Courbe de remous en canal rectangulaire pour un écoulement permanent et sans apports/pertes de masse . . . . .	74
2.4.3.2	Courbe de remous en canal paramétré par une loi puissance pour un écoulement permanent et sans apports/pertes de masse . . . . .	75
2.4.4	Résolution des équations de courbe de remous . . . . .	75
2.4.5	Formes de la surface libre des écoulements en régime permanent . . . . .	76
2.5	Modèles hydrauliques 1D en régime transitoire . . . . .	79
2.5.1	Régimes transitoires sans apports de masse . . . . .	79
2.5.2	Propagation d'onde de crue . . . . .	79
2.5.2.1	Équation de l'onde cinématique . . . . .	80
2.5.2.2	Équation de l'onde diffusive . . . . .	83
2.5.3	Résolution des équations de Saint-Venant . . . . .	84
2.6	Conclusion et choix de modélisation . . . . .	85
<b>3</b>	<b>Visibilité des comportements hydrauliques à partir « d'observables » de surface</b>	<b>87</b>
3.1	Définition des canaux synthétiques . . . . .	88

3.1.1	Dimensions hydrauliques typiques en contexte de télédétection . . .	88
3.1.1.1	Le bassin Amazonien . . . . .	89
3.1.1.2	Le bassin de la Garonne . . . . .	90
3.1.1.3	Choix de dimensions représentatives pour les canaux synthétiques . . . . .	91
3.1.2	Base de singularités géométriques typiques . . . . .	93
3.1.2.1	Canaux avec rupture de pente et contre pentes (cas 1 et cas 2) . . . . .	93
3.1.2.2	Dimensions caractéristiques des canaux de largeur variable (cas 3) . . . . .	94
3.1.2.3	Dimensions caractéristiques des canaux dont la rugosité varie (cas 4) . . . . .	95
3.1.3	Simulation des écoulements . . . . .	97
3.2	Caractérisation de signatures hydrauliques par observation de la surface libre	97
3.2.1	Écoulement sur une rupture de pente (cas1) . . . . .	98
3.2.1.1	Analyse de l'écoulement . . . . .	98
3.2.1.2	Influence des conditions hydrauliques aux limites du bief	100
3.2.1.3	Analyse des « observables » de surface libre . . . . .	102
3.2.1.4	Visibilité hydraulique . . . . .	104
3.2.2	Écoulement sur une contre pente (cas 2) . . . . .	105
3.2.2.1	Analyse de l'écoulement . . . . .	106
3.2.2.2	Influence des conditions hydrauliques aux limites du bief et de la condition limite aval . . . . .	108
3.2.2.3	Analyse des « observables » de surface libre . . . . .	108
3.2.2.4	Visibilité hydraulique . . . . .	110
3.2.3	Écoulement dans un canal dont la largeur varie (cas 3) . . . . .	111
3.2.3.1	Analyse de l'écoulement : . . . . .	112
3.2.3.2	Influence des conditions hydrauliques aux limites du bief et de la condition limite aval . . . . .	113
3.2.3.3	Analyse des « observables » de surface libre . . . . .	114
3.2.3.4	Visibilité . . . . .	116
3.2.4	Écoulements avec friction distribuée (cas 4) . . . . .	117
3.2.4.1	Analyse de l'écoulement : . . . . .	117
3.2.4.2	Influence des conditions hydrauliques aux limites du bief et de la condition limite aval . . . . .	120
3.2.4.3	Analyse des « observables » de surface libre : . . . . .	120
3.2.4.4	Visibilité hydraulique . . . . .	122

3.3	Synthèse de la visibilité hydraulique des signatures des singularités sur les lignes d'eau . . . . .	123
3.4	Longueurs de contrôle . . . . .	126
3.5	Effet filtrant des écoulements sur la topographie . . . . .	131
3.5.1	Filtrage à l'échelle locale . . . . .	132
3.5.1.1	Filtrage d'une singularité isolée : . . . . .	132
3.5.1.1.1	Bosse sur un plan de pente variable (cf. figure 3.29.a et 3.29.d) . . . . .	135
3.5.1.1.2	Bosse de hauteur variable sur un plan incliné (cf. figure 3.29.b et 3.29.e) . . . . .	135
3.5.1.1.3	Bosse de longueur variable sur un plan incliné (cf. figure 3.29.c et 3.29.f) . . . . .	136
3.5.1.2	Filtrage d'une rupture de pente . . . . .	137
3.5.2	Filtrage à l'échelle d'un bief réel . . . . .	138
3.6	Conclusion : . . . . .	140
<b>4</b>	<b>Méthodes de segmentation des cours d'eau à partir d'observations de surface libre</b>	<b>143</b>
4.1	Méthodologies . . . . .	144
4.1.1	Méthodologies existantes . . . . .	144
4.1.2	Méthodologies proposées . . . . .	145
4.2	Cas test hydrodynamique « complexe » . . . . .	146
4.2.1	Élaboration d'un canal type Garonne . . . . .	146
4.2.2	Simulation de l'écoulement . . . . .	148
4.3	Évaluation des méthodes de segmentation . . . . .	150
4.3.1	Niveaux de variabilités spatiales . . . . .	150
4.3.2	Définition des bornes des segments . . . . .	151
4.3.3	Définition des grilles de segmentation . . . . .	152
4.3.4	Écoulements sur grilles segmentées . . . . .	152
4.3.5	Évaluation des stratégies de segmentation . . . . .	154
4.4	Effet de la segmentation sur les écoulements modélisés . . . . .	158
4.4.1	Analyse des écoulements sur canaux segmentés . . . . .	158
4.4.2	Visibilité des non uniformités . . . . .	160
4.5	Segmentation de profils réels in situ . . . . .	162
4.5.1	Zone d'étude et profils in situ . . . . .	163
4.5.2	Application de la méthode de segmentation aux profils longitudinaux de surface libre de la rivière Negro . . . . .	166
4.6	Conclusion . . . . .	171

<b>5</b>	<b>Méthode de « débruitage » hydraulique automatique de mesures SWOT 1D</b>	<b>173</b>
5.1	Introduction . . . . .	173
5.2	Article : « A hydraulic based automated wavelet denoising method for depicting flow lines from remotely sensed (SWOT) distributed measurements » . . . . .	174
5.3	Analyse de l'impact du bruit sur le signal de courbure . . . . .	196
5.4	Conclusion . . . . .	200
<b>6</b>	<b>Visibilité géomorphologique et caractérisations de vitesses à partir des signaux de surface libre</b>	<b>203</b>
6.1	Définition d'un cas synthétique complexe . . . . .	204
6.2	Estimateurs de formes des sections de cours d'eau et bathymétrie . . . . .	206
6.2.1	Travaux existants . . . . .	206
6.2.2	Résumé des relations de formes utilisées dans cette thèse . . . . .	208
6.2.3	Estimateur de forme de cours d'eau et bathymétrie sans apriori sur l'exposant $\beta$ . . . . .	209
6.2.4	Simulation d'écoulements sur canal apriori issu de ligne d'eau segmentées . . . . .	215
6.3	Considérations autour de la vitesse . . . . .	219
6.3.1	Lien entre les variations spatiales de la vitesse et la courbure . . . . .	220
6.3.1.1	Analyse analytique de l'équation de courbure . . . . .	221
6.3.1.2	Analyse de la relation sur cas tests synthétiques . . . . .	222
6.3.1.3	Application : identification du signe de $\partial_x U$ sur le cas Garonne . . . . .	224
6.3.2	Ondes de crue . . . . .	226
6.4	Aprioris de formes appliqués au cas Garonne pour l'estimation de vitesses d'onde . . . . .	233
6.5	Conclusion . . . . .	236
<b>7</b>	<b>Conclusion et perspectives</b>	<b>239</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>245</b>

# Chapitre 1

## Introduction et contexte bibliographique

### 1.1 L'or bleu un enjeu écologique et géopolitique majeur

L'eau est essentielle au développement de la vie sur terre et a de tout temps été vecteur d'agrégation des populations humaines. Depuis environ 4 milliards d'années la quantité d'eau sur terre est stable et représente  $1,4 \cdot 10^9 km^3$ . L'eau douce ne représente cependant que 2,5% du volume total d'eau sur Terre soit environ  $35 \cdot 10^6 km^3$  (Oki and Kanae, 2006). De plus environ 69,7% de l'eau douce est contenue dans la cryosphère (glace et neige) et 30% dans les horizons géologiques profonds. Ainsi on estime que l'eau douce accessible par l'homme sur les surfaces continentales ne représente que 0,3% de l'eau douce (Laimé, 2015).

Chaque année environ  $4600 km^3$  de cette eau douce sont mobilisés (Burek et al., 2016) principalement pour satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation, l'élevage, la production d'énergie, la consommation domestique ou l'industrie. Du fait que la consommation en eau croît de manière continue la demande mondiale devrait augmenter de 20 – 30% en 2050 pour atteindre une consommation annuelle de  $5500 km^3/an$  à  $6000 km^3/an$  (Burek et al., 2016).

Sur Terre les ressources en eau sont réparties de façon très inégales. Neuf pays détiennent 60% des ressources naturelles renouvelables d'eau douce mondiale : le Canada, la Chine, la Colombie, le Pérou, le Brésil, la Russie, les États-Unis, l'Indonésie et l'Inde. Cependant ramené à la norme internationale de disponibilité en eau douce par an et par habitant (cf. figure 1.1) l'Inde est considérée en situation de stress hydrique avec moins de  $1700 m^3/hab/an$  et la Chine est considérée comme vulnérable. Selon les projections, le nombre de personnes risquant de souffrir d'une augmentation du stress hydrique sera compris entre 0,4 – 0,7 milliard à l'horizon 2020, entre 1 – 2 milliards à l'horizon 2050 et entre 1,1 – 3,2 milliards à l'horizon 2080 (IPCC, 2017).

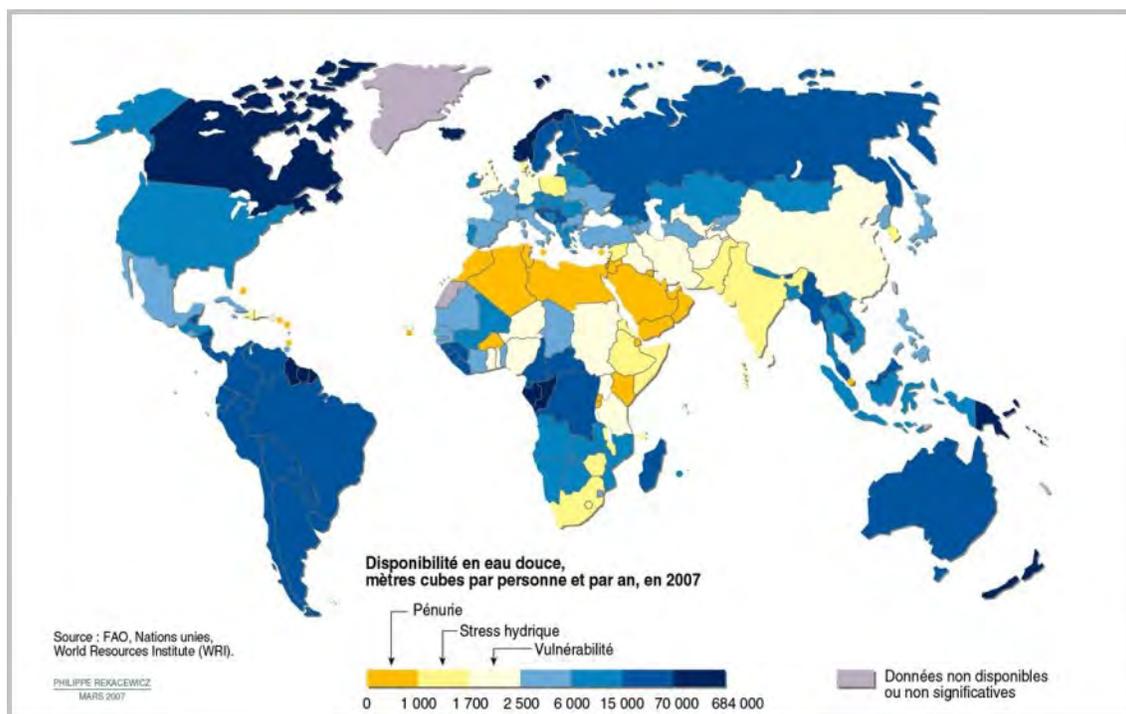


FIGURE 1.1 – Disponibilité mondiale en eau douce en mètres cubes par personne et par an (2007).

En plus d'être rare et répartie de façon hétérogène les pressions anthropiques exercées sur les ressources en eau et le cycle de l'eau dans son ensemble ont des conséquences dramatiques. Tout d'abord les activités humaines dégradent de façon très préoccupante la qualité des eaux (douces ou non). Les diverses sources de pollution proviennent principalement des exploitations agricoles, des rejets industriels variés et des eaux usées domestiques lorsqu'elles ne sont pas acheminées vers des stations d'épuration.

Une des conséquences directe de la pollution de l'eau est que les maladies et intoxications liées à l'absorption ou au contact d'eau polluée ne cessent de croître. Dans les pays en voie de développement on enregistre fréquemment des taux de pollution des cours d'eau 30 à 100 fois supérieurs aux normes internationales (Laimé, 2015). Par exemple on estime que 33-77 millions de la population totale du Bangladesh qui s'élève à 125 millions consomment de l'eau contaminée (OMS, 2018). Ces diverses sources de pollution sont vectrices de maladie aiguës en tout genre et selon l'OMS deux millions de décès par an sont attribuables à l'insalubrité de l'eau (OMS, 2018).

En plus des risques sanitaires dramatiques une forte pression est exercée sur l'équilibre écologique fragile des cours d'eau impliquant la destruction massive de la flore et la faune

aquatique. Par exemple la présence de matières organiques favorise le développement de bactérie aérobies qui tendent à asphyxier le milieu. L'usage excessif d'engrais chargés en nitrates et phosphates entraîne la prolifération d'algues (eutrophisation) qui elles aussi asphyxient les autres formes de vies à cause d'une forte consommation d'oxygène. La pollution thermique réduit très sérieusement la diversité de la vie aquatique dans l'eau et les matières en suspension modifient la transparence de l'eau et perturbent la photosynthèse et/ou la respiration des poissons. Ainsi, la dégradation de la qualité des eaux naturelles par notre mode de vie est aujourd'hui une préoccupation majeure.



FIGURE 1.2 – « Le feu au lac » : le lac de Bellandur à Bangalore en Inde est tellement pollué que la mousse toxique qui le recouvre a pris feu dans la nuit du 22/05/2018. La combustion serait due à la présence de phosphore et de pétrole dans les eaux du lac. (*Journal le Monde* du 22/05/2015 [https://www.lemonde.fr/pollution/video/2015/05/22/un-lac-indien-est-si-pollue-qu-il-prend-feu\\_4638924\\_1652666.html](https://www.lemonde.fr/pollution/video/2015/05/22/un-lac-indien-est-si-pollue-qu-il-prend-feu_4638924_1652666.html)).

Une autre conséquence de la pression anthropique est que le comportement hydrologique à l'échelle d'un bassin ou plus localement à l'échelle de sous bassin subit des modifications induites directement ou indirectement par les activités humaines. En transformant leur environnement, les sociétés modifient le cycle de l'eau. Les aménagements hydrauliques comme par exemple la dérivation partielle ou totale d'un cours d'eau pour l'irrigation, l'implantation de barrages pour la production hydroélectrique ou le laminage des crues induisent la modification directe des conditions du cycle hydrologique local. La commission mondiale sur les barrages indique que 45000 barrages ont été construits depuis 1930 (Baghdadi and Zribi, 2016a). L'urbanisation aussi, avec ses aménagements imperméables affecte fortement la circulation des eaux ; l'eau s'écoule rapidement sur ces surfaces et est acheminée vers le réseau hydrographique par des canalisations sans s'infiltrer dans le sol. L'agriculture avec l'irrigation, le drainage agricole, la modification de l'occupation des sols (incluant l'urbanisation et la déforestation), les cultures intensives, la réduction et/ou la

modification du couvert végétal modifie directement les flux hydrologiques et génèrent des impacts sur les écoulements en modifiant par exemple le coefficient de ruissellement. L'exemple le plus connu est sans doute celui de la mer d'Aral (illustré sur la figure 1.3) qui a perdu depuis 1960, 75 % de sa surface, 14 mètres de profondeur et 90 % de son volume principalement à cause du détournement massif de ses affluents (Cretaux et al., 2013; Rogov, 2014). Ces divers aménagements pourraient même avoir des conséquences sur l'augmentation de la fréquence voire la force des événements pluvieux intenses et les pics de crue dans les cours d'eau (Ghio and Godard, 1995). Ces transformations quasi-irréversibles des conditions hydrologiques naturelles se font sentir à différentes échelles et ont généralement pour conséquence de fortement modifier les régimes hydrologiques des cours d'eau voire, dans certains cas, le cycle hydrologique à l'échelle d'un bassin versant (Hingray et al., 2009).



FIGURE 1.3 – À gauche<sup>1</sup> : catastrophe écologique de la mer d'Aral : depuis 1960 la mer d'Aral a perdu 75 % de sa surface, 14 mètres de profondeur et 90 % de son volume principalement à cause du détournement de ses affluents (Cretaux et al., 2013; Rogov, 2014). À droite<sup>2</sup> : la zayendeh rud « *la rivière qui donne la vie* » et le Si-o-se Pol « *le pont aux trente-trois arches* », l'un des plus célèbres ponts d'Isfahan. Les eaux du fleuve qui avaient fait de la ville une oasis au milieu du désert est à sec car ses eaux ont été principalement détournées pour irriguer des champs de pistaches dans la région centrale de Yazd.

<sup>1</sup><http://mice-uzbekistan.uz/en/secrets-and-mysteries-of-the-aral-sea/>). <sup>2</sup>*The New York Times*, <https://www.nytimes.com/2015/05/06/world/middleeast/iran-our-man-in-tehran.html>

Inévitablement, aux problèmes de stress hydrique et sanitaires s'ajoutent les problèmes géopolitiques liés à cette précieuse ressource. Les flux d'eau n'étant pas confinés à l'intérieur des frontières politiques la gestion des bassins transfrontaliers peut s'avérer complexe voire conflictuelle. De ce fait la mise en place de comités de bassin interétatiques permet de favoriser la gestion et l'utilisation intégrée de la ressource (Richard, 2009). Ces organismes constituent en théorie la gouvernance sur les eaux partagées. Cependant

beaucoup de ces organismes peinent à aboutir à un consensus ou tout simplement à faire respecter les accords mis en place. Il existe un décalage important entre les déclarations politiques préconisant la mise en place de la gestion intégrée des ressources en eau, les attributions de ces organismes telles qu'elles sont prévues par les textes et une réalité infiniment plus complexe (Richard, 2009). Dans le monde plusieurs foyers de tension interétatique de degré plus ou moins élevés génèrent de hautes sources de conflits allant parfois jusqu'à la confiscation partielle de la ressource en eau. On peut mentionner en Afrique : les grands bassins versants du Nil, du Niger et du Tchad, partagés entre de nombreux États, font l'objet d'inquiétants conflits. Au Proche-Orient la gestion du Tigre et de l'Euphrate alimentent des conflits directes entre la Turquie, l'Irak et la Syrie. Le bassin du Jourdain, qui ne rivalise pas en taille avec celui du Tigre-Euphrate et du Nil, est néanmoins soumis à des conflits plus nombreux et plus violents. Prenant sa source au Liban, le Jourdain sépare Israël des États arabes voisins, Syrie et Jordanie. La guerre des Six Jours a souvent été considérée comme la première guerre de l'eau contemporaine et à l'heure d'aujourd'hui cette région est victime de hauts conflits non résolus et les stratégies de confiscation progressive de l'eau douce permet à Israël de dépendre à hauteur de deux tiers de son approvisionnement des territoires occupés (Ayebe, 2014). À des milliers de kilomètres le Rio Grande représente l'une des sources de conflits majeur entre les Mexique et les États-Unis.

Pour faire face aux besoins massifs de l'humanité en eau douce les prélèvements des eaux souterraines dans les aquifères sont en forte croissance. Ces besoins qui sont tout autant quantitatifs que qualitatifs exercent une pression de plus en plus lourde sur ces réservoirs. À l'échelle globale, l'exploitation de ces réservoirs a augmenté de 144% entre 1950 et 1980. Les taux de prélèvement les plus forts se situent évidemment dans les pays de la zone aride ou semi-aride où les prélèvements d'eau souterraine ont été multipliés par 11 en Libye entre 1970 et 2000, par 10 en Arabie Saoudite entre 1975 et 2000, par 6 en Égypte entre 1972 et 2000, par 3 en Iran entre 1965 et 1995 et par 3,2 en Tunisie entre 1977 et 2000 (Margat, 2008). Une étude (cf. figure 1.4) indique que la Libye, l'Égypte, l'Arabie Saoudite, le Yémen, l'Oman, l'Israël, la Palestine, le Liban, la Syrie, l'Iran, l'Afghanistan, le Pakistan et l'Ouzbékistan ont utilisé en 2014 plus de 100% de la recharge annuelle de leurs aquifères. Les dangers liés à la surexploitation des réserves d'eau souterraines étant encore mal connus et leurs temps caractéristiques de renouvellement naturel pouvant varier de l'année hydrologique à plusieurs centaines voire plusieurs milliers d'années selon les types d'aquifères et climats (Laimé, 2015), la gestion des eaux souterraines constitue donc l'un des axes majeurs de la réflexion sur la gestion durable de la ressource en eau (Petit, 2004).

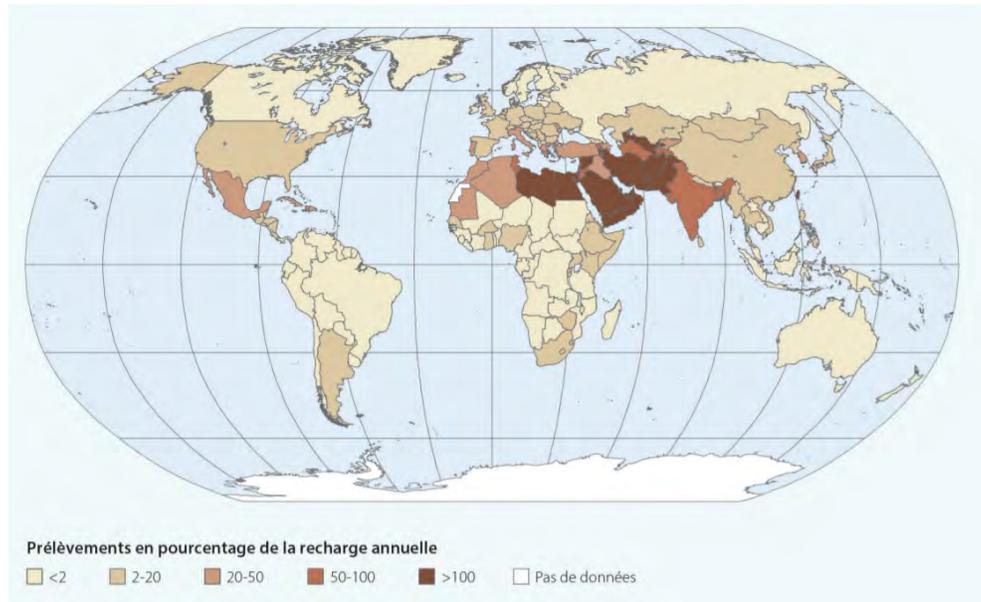


FIGURE 1.4 – Prélèvement en pourcentage de la recharge annuelle dans les aquifères par pays UNESCO (2015).

Ces contraintes naturelles ou anthropiques sur la ressource en eau, telles que la répartition hétérogène de la ressource, la pollution, la diminution des stocks, les pompages d'eaux souterraines, sont à étudier avec d'autant plus de préoccupation dans un contexte de changement climatique. La contribution non naturelle au changement climatique liée aux activités humaines tend à accélérer l'accumulation des gaz à effet de serre ce qui induit une augmentation de la température globale. Cette montée des températures pourrait affecter simultanément différentes composantes des systèmes hydrologiques telles que l'intensité et la fréquence des précipitations, la fonte de la neige et des glaces, l'augmentation de la vapeur d'eau dans l'atmosphère, l'évapotranspiration, la teneur en eau du sol, le débit des cours d'eau (Petitjean, 2010). Par exemple les rapports du GIEC (Groupe d'Experts Intergouvernemental sur l'Évolution du Climat) estiment que dans les hautes latitudes les quantités de précipitations (et donc le débit des rivières) et la fréquences d'évènements extrêmes pourraient augmenter. Aux latitudes plus basses les épisodes de sécheresse pourraient elles aussi être plus longues et prononcées, plus fréquentes avec une baisse des cumuls de pluie. Cependant, les interrelations entre le système climatique et le cycle de l'eau sont nombreuses et complexes, la longueur temporelle des chroniques de données parfois encore insuffisantes et du fait de la variabilité complexe de tous ces phénomènes (les observations à court terme pouvant masquer les tendances à long terme), les projections sont difficiles à réaliser (Petitjean, 2010).

Dans ce contexte de changement climatique et de forte pression anthropique sur l'environnement, la gestion durable et intégrée de la ressource en eau joue est cruciale. Les quantités de masse d'eau et leurs flux sur Terre étant encore mal connus notre représentation du cycle de l'eau et sa gestion intégrée et durable est en conséquence limitée de façon significative. Il devient donc impératif d'approfondir nos connaissances sur toutes les composantes du cycle hydrologique afin de concevoir des stratégies d'adaptation et de gestion de la ressource en eau avec un effort sur l'amélioration des connaissances sur la répartition et les variabilités des flux d'eau sur les surfaces continentales qui représentent la principale source d'eau douce.

Liée à un fort enjeu économique et sociétal, la gestion et l'observation de la ressource en eau a favorisé le développement de nouvelles technologies d'observation du cycle hydrologique. Depuis environ une vingtaine d'année les satellites offrent en effet un moyen puissant d'observation de certaines composantes du cycle et représentent ainsi un fort potentiel de développement pour de nouvelles stratégies de gestion de la ressource. C'est dans ce contexte que le futur satellite SWOT sera la première mission spatiale en partie dédiée à l'hydrologie et qui offrira une nouvelle visibilité des phénomènes hydrologiques et hydrauliques des réseaux hydrographiques.

## **1.2 Hydrodynamique fluviale et variabilité hydrologique**

La circulation naturelle de l'eau sur Terre est appelée "le grand cycle de l'eau" et représente un équilibre dynamique dont le moteur est l'énergie apportée par le soleil. L'hydrologie s'intéresse au cycle de l'eau sur les surfaces continentales et plus particulièrement à la distribution de l'eau et à la variabilité spatio-temporelle des flux verticaux (échanges sols-atmosphère) et latéraux (écoulement de subsurface et ruissellement de surface). On présente ici succinctement les grandes composantes du cycle hydrologique en se focalisant sur l'hydrologie continentale jusqu'aux écoulements dans les réseaux hydrographiques qui sont l'objet d'étude de cette thèse.

### **1.2.1 Cycle de l'eau dans le bassin versant**

L'entité privilégiée pour les études hydrologiques est le bassin versant généralement défini au droit d'un point du réseau hydrographique comme l'entité topographique d'où proviennent les écoulements, les entrées d'eau étant les précipitations (Musy and Higy, 2004b). Il est délimité par tout les points hauts qui forment la ligne de partage des eaux qui définit depuis l'exutoire le contour (fermé) du bassin versant topographique. La variabilité des forçages, des propriétés du support des écoulements (topographie, géologie, pédologie, couvert végétal, etc) ainsi que les mécanismes de transport et dépôt des ma-

tériaux mobilisés par l'érosion participent à façonner la morphologie de nos continents (Bravard and Petit, 1997).

La partie continentale du cycle de l'eau est à l'interface entre le sol et l'atmosphère. L'eau douce y est continuellement renouvelée mais selon des temps caractéristiques pouvant varier de la journée au milliers d'années selon les types de réservoirs. On estime que le temps de résidence moyen est de l'ordre de quelques jours pour les cours d'eau (16 jours en moyenne), de quelques années pour les milieux humides et dans le sol hors aquifères (1 – 5 ans en moyenne), de un an à plusieurs décennies pour les lacs (17 ans en moyenne pour les grands lacs) et de plusieurs milliers d'années pour les eaux souterraines et les glaciers (de Marsily, 2012).

L'entrée de l'eau dans les systèmes fluviaux résulte de plusieurs processus physiques qui régissent le transfert de l'eau (cf. figure 1.5). Les précipitations, liquides ou solides constituent le principal apport d'eau dans les bassins versants. Une partie des précipitations incidentes ne participe pas au cycle de l'eau à l'échelle du bassin versant : il s'agit de la fraction qui est évaporée par les surfaces d'eau libres, les sols ou la transpiration végétale.

L'eau qui n'est pas interceptée peut alors s'infiltrer dans le sol ou ruisseler directement. Le sol a une capacité d'infiltration qui limite l'infiltrabilité locale de l'eau dans le milieu poreux, au delà de cette limite l'eau en excès ruissèle à la surface (Anctil, 2005). Une partie de l'eau infiltrée est retenue par le sol (capacité au champ) et l'eau excédentaire soumise à l'action de la gravité peut percoler plus profondément vers les nappes souterraines. La stratification des sols et la présence de macropores dans les couches superficielles permettent à l'eau de cheminer latéralement pour constituer des écoulements hypodermiques ou subsuperficiels (Garambois, 2012). Il s'agit d'une contribution des horizons de surface partiellement ou totalement saturés en eau dont la capacité de vidange est plus lente que l'écoulement superficiel mais plus rapide que celui des nappes profondes (Musy and Higy, 2004b).

Le ruissellement de surface résulte soit de la fonte des neiges soit se produit lorsque l'intensité des précipitations dépasse la capacité d'infiltration dans le sol (ruissellement hortonien). L'eau de ruissellement s'écoule le long du bassin versant pour rejoindre l'ensemble des canaux de drainage naturels appelé réseau hydrographique. Ce réseau est un ensemble hiérarchisé et structuré formé de chenaux qui assurent le drainage superficiel des eaux provenant du ruissellement et en interaction avec les nappes souterraines.

La réponse hydrologique d'un bassin versant à un forçage (la pluie) est généralement analysée au travers du débit au droit d'une section de cours d'eau. Le débit est une variable intégratrice des processus hydrologiques, qui sont généralement variables en espace et en temps, non linéaires et couplés. L'interaction du réseau hydrographique avec le bassin

versant a lieu au travers de deux processus dont la compréhension doit encore être améliorée : les transferts surfaciques, processus relativement rapides, et les transferts depuis et vers le domaine souterrain, processus relativement plus lents (Flipo, 2013). Les apports surfaciques cumulés augmentent généralement de l'amont vers l'aval d'un réseau de drainage avec l'aire drainée, au fur et mesure des confluences de cours d'eau. Les échanges avec le domaine souterrain peuvent être verticaux et latéraux selon le niveau des nappes et le débit des cours d'eau. En période de crue les échanges se font généralement de la surface vers le milieu souterrain ce qui permet de recharger les nappes. En période d'étiage les échanges se font depuis les nappes vers la surface ce qui permet de maintenir le niveau de l'eau des rivières lors de périodes sèches. Les débits des rivières résultent donc, lors des périodes d'étiages, de la transmission d'un signal temporel basse fréquence par les processus hydrologiques souterrains et correspondent, en crue, à la transmission d'un signal temporel haute fréquence par les processus hydrologiques de surface (Flipo, 2013).

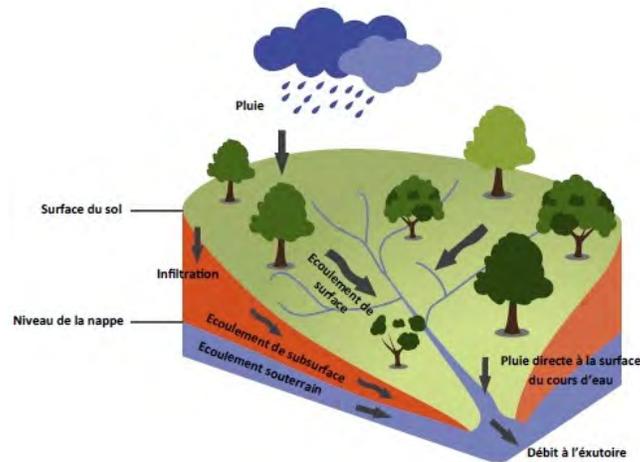


FIGURE 1.5 – Transferts hydrologiques dans les bassins versants (Musy and Higy, 2004a).

### 1.2.2 Flux dans un réseau hydrographique

Comme évoqué précédemment le débit des cours d'eau représente une intégration des processus physiques ayant eu lieu dans le passé et en amont. C'est une variable clé pour la caractérisation de fonctionnements hydrologiques et pour les études hydrauliques. Le débit volumique à un instant donné et au droit d'une section  $S$  d'écoulement est défini par :

$$Q = \int_A \vec{V} \cdot \vec{n} dA \quad (1.1)$$

avec  $\vec{V}$  le vecteur vitesse local de l'écoulement et  $\vec{n}$  la normale sortante à la section d'aire totale  $A$  en  $[m^2]$  et  $Q$  en  $[m^3.s^{-1}]$ . En hydraulique fluviale on considère généralement une section orthogonale à la veine d'eau principale (figure 1.6). Cette définition met en évidence que le seul moyen pour connaître le débit instantané d'un fleuve au droit d'une section est de se rendre directement sur site pour mesurer la distribution des vitesses d'écoulement sur cette section.

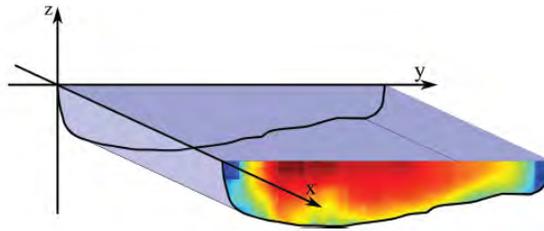


FIGURE 1.6 – Schéma d'intégration de la vitesse sur une section transversale à l'écoulement (Negrel, 2011).

### 1.2.3 L'hydraulique fluviale en contexte de télédétection

Les processus qui régissent les écoulements en rivières naturelles présentent une grande diversité d'échelles et de formes (Navratil, 2005). Ces écoulements mettent en jeu des processus en interaction variant de :

- L'échelle très locale de la couche limite, contre les parois les substrat ou la végétation, qui induit des structures hydrodynamiques complexes et très localisées (Nikora et al., 2013).
- L'échelle locale, correspondant aux phénomènes dont la longueur d'onde spatiale selon la dimension longitudinale (axe d'écoulement) est petite devant la largeur du cours d'eau. On peut citer les remous locaux ou les structures à plus grandes échelles de la turbulence par exemple créés par un afflux d'eau en aval d'une singularité géométrique sur le fond de la rivière ou au changement local et abrupt de la pente de fond.
- Les processus à l'échelle du canal que l'on définit comme ceux dont l'échelle ou la longueur d'onde caractéristique est de taille supérieure ou égale à la largeur du canal tels que : les écoulements à surface libre en canal, les phénomènes de contrôle

de l'écoulement (dont les longueurs longitudinales peuvent atteindre des centaines de kilomètres pour les grands cours d'eau), les phénomènes hydro-morphologiques comme l'apparition de méandres ou de tresses, l'hydrodynamique des confluences et défluences, les écoulements dans les plaines d'inondation.

- L'échelle du réseau hydrographique en interaction avec les processus hydrologiques et hydrogéologiques en jeu au sein du bassin versant (cf. section 1.2.1).

Ainsi, les processus physiques en jeu dans les écoulements en rivières présentent des dynamiques et agrégations spatio-temporelles complexes, des échelles hydrodynamiques locales à celles de l'évènement hydrologique (ex. hydrogramme de crue), aux variations saisonnières (année hydrologique) et à l'échelle pluriannuelle (écoulements lents dans les nappes).

Cette thèse est basée sur l'analyse « d'observables » hydrauliques des surfaces des cours d'eau, contenant la signature des processus hydrodynamiques locaux, dans un contexte de télédétection. Elle se situe donc à l'interface entre l'échelle hydrodynamique locale au droit d'une section de cours d'eau et l'échelle globale du réseau hydrographique en interaction avec les processus hydro-météorologiques locaux et régionaux. Une telle approche est dite ascendante et permet de dégager des échelles de processus locaux tout en suivant les dynamiques de connexion et ainsi de mieux comprendre le comportement du bassin étudié au niveau global (Rodrigues, 2012).

En rivière les écoulements sont dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre. La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau à pression atmosphérique. La variabilité hydrologique et les phénomènes en jeu en hydrodynamique fluviale (détaillés au chapitre 2) amènent à des variations spatio-temporelles des débits et des profils d'écoulements au sein d'un réseau hydrographique. Par exemple les variables d'état d'un écoulement à surface libre 1D sont le flux  $Q$  et la section d'écoulement  $S$  variant selon les conditions aux limites d'un écoulement (ex. conditions amont et/ou aval, frottement, bathymétrie).

Les variables des écoulements en canal à surface libre sont généralement définies le long des lignes de courant qui représentent les lignes du champ de vitesse  $\vec{V}$  d'écoulement des particules fluides - le vecteur vitesse  $y$  est tangent en chaque point à un instant  $t$  (Guyon et al., 2012). Ainsi le long d'une ligne de courant on peut considérer une famille de sections d'écoulement  $A(x)$  avec  $x$  la coordonnée curviligne (cf. figure 1.7). On note  $h(x)$  la profondeur maximum entre la surface et le fond et  $P(x)$  la partie de la section en contact avec la paroi du canal de largeur au miroir  $W(x)$  (Thual, 2010).

La friction sur le fond du canal est généralement représentée à l'aide de lois empiriques (cf. chapitre 2 pour plus de détails). Tel qu'on le verra dans la section 1.5 et de manière plus détaillée au chapitre 2, malgré la complexité des processus régissant les écoulements

en rivière, ceux ci sont généralement décrits en hydraulique 1D par des quantités moyennées sur la section  $A(x)$  ce qui revient à les modéliser comme des écoulements filaires (cf. figure 1.7).

On s'intéresse dans la suite aux variables qui permettent de suivre les écoulements dans les réseaux hydrographiques telles que les variables géométriques (section, bathymétrie), hydrologiques et hydrauliques (débit, profondeur, cote de la surface libre).

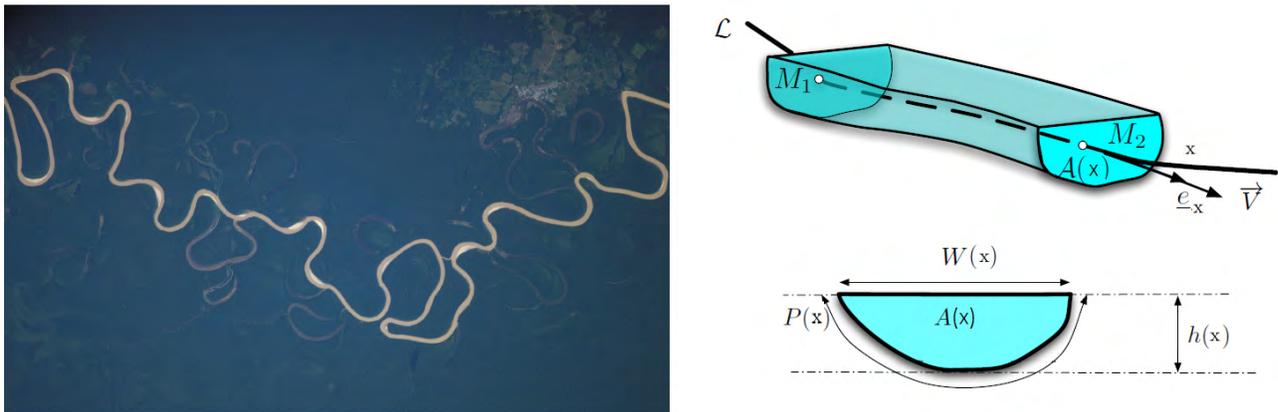


FIGURE 1.7 – Le fleuve Amazone vu de l'espace (Photo Nasa) et ligne de courant dans un canal à surface libre (Thual, 2010)

## 1.3 Suivi in situ de l'écoulement dans les réseaux hydrographiques

### 1.3.1 La mesure du champs vitesse - estimation du débit

La vitesse d'un écoulement est traditionnellement estimée par le suivi de flotteurs en surface ou encore à l'aide de courantmètres dans la section d'écoulement.

**Suivi de flotteurs** La mesure de vitesse par flotteur est une technique ancienne qui repose sur le suivi de la vitesse de déplacement d'objets dans l'écoulement. Le déplacement horizontal d'un flotteur est suivi pendant un temps  $t$  et permet d'estimer la vitesse de surface de l'écoulement. Parce que (pas de tiret) la vitesse d'un écoulement n'est pas uniforme dans la section mesurée, plusieurs mesures doivent être réalisées et la moyenne de ces mesures est ensuite multipliée par un coefficient approprié pour obtenir la vitesse moyenne de l'écoulement dans la section. La section de l'écoulement est généralement

estimée en relevant la profondeur d'eau sur plusieurs verticales réparties régulièrement sur toute la largeur de la section (Musy and Higy, 2004a).

**Courantomètres** Traditionnellement les courantomètres ou moulinets hydrométriques sont montés sur une perche rigide ou sur un lest profilé appelé saumon (Musy and Higy, 2004a). Le corps du courantomètre s'oriente dans la direction du courant et le décompte du nombre de tours d'hélice pendant une période de temps donnée permet d'accéder en un point à la vitesse moyenne du courant pendant cette période. La mesure est répétée en différents endroits de la section pour intégrer la vitesse sur l'aire d'écoulement. Plus moderne, les appareils de mesure acoustiques comme l'Acoustic Doppler Current profiler (ADCP) sont maintenant largement utilisés, notamment pour les mesures de profils de vitesse dans les grands cours d'eau (Garambois, 2012). Ces courantomètres modernes utilisent généralement l'effet Doppler dont le principe repose sur l'effet Doppler qui affecte les ondes acoustiques émises par l'appareil et réfléchies par les éléments en suspension supposés se déplacer à la même vitesse que l'eau (Hauet, 2009). La fréquence du signal réfléchi est modifiée de manière proportionnelle à la vitesse apparente de l'écoulement, dans le sens de propagation des ondes sonores (cf. schémas de principe figure 1.8.a). Connaissant la vitesse de propagation du son dans l'eau, l'échantillonnage temporel du signal écho, permet l'échantillonnage de la vitesse en profondeur (Negrel, 2011). L'avantage des ADCP est qu'ils offrent une description 2D quasi-complète du champ de vitesse et du lit de la rivière (cf. figure 1.8.b) en mesurant environ 94 – 95% de la section avec une importante incertitude au proche des parois due au fort gradient de vitesse dans la couche limite due aux frottements (Hauet, 2009 ; Kim et al., 2000).

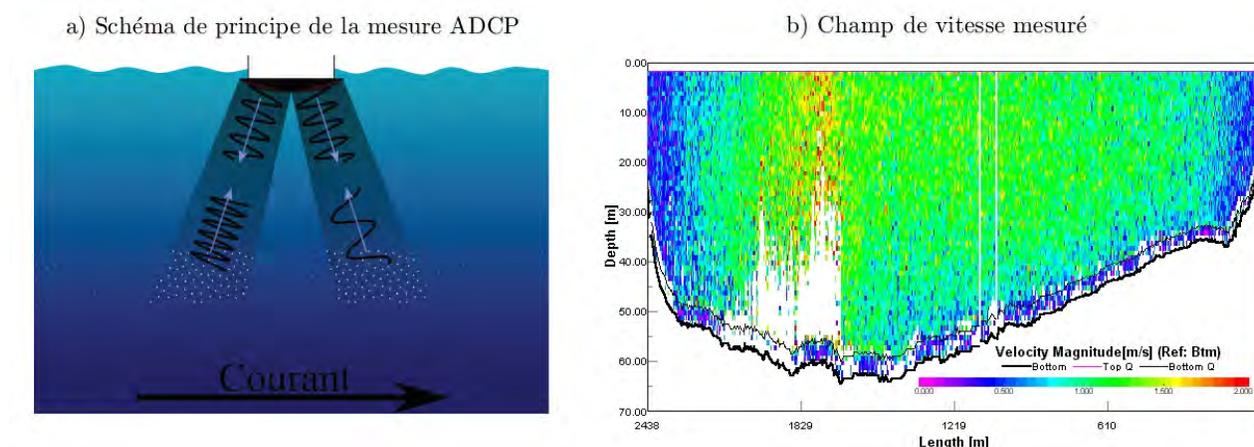


FIGURE 1.8 – Schéma de principe de la mesure de courant par ADCP (Hauet, 2009). Champ de vitesse dans la section à Obidos du fleuve Amazone mesuré le 16/12/2003 (<http://www.so-hybam.org/index.php/fre/Techniques/Les-jaugeages-des-grands-fleuves-par-ADCP>).

### 1.3.2 Mesure de la hauteur d'eau et courbes de tarage

#### 1.3.2.1 Hauteur d'eau

**Limnimètres** Il existe deux types de mesure de la hauteur d'eau. La plus ancienne est la mesure de la hauteur de la surface de l'eau par lecture (humaine) d'une règle graduée appelées limnimètre (cf. figure 1.9). Le zéro de l'échelle est dans la mesure du possible au-dessous des plus basses eaux possibles dans les conditions de creusement maximum du lit de la section (Musy and Higy, 2004a). La lecture se fait généralement une à deux fois par jour et sa précision est de l'ordre du demi centimètre. La stabilité des règles est un facteur déterminant dans le bilan d'erreur de la mesure de la hauteur d'eau au cours du temps. La précision de cette méthode est donc grandement dépendante du bon vouloir de la personne qui effectue les relevés et de la stabilité verticale de la règle. Il faut noter que les limnimètres sont encore largement utilisés du fait qu'ils ne nécessitent que peu de maintenance et ne sont pas matériellement convoités, ainsi la totalité du réseau de mesure du bassin Amazonien est effectué à partir de limnimètres (cf. figure 1.9).

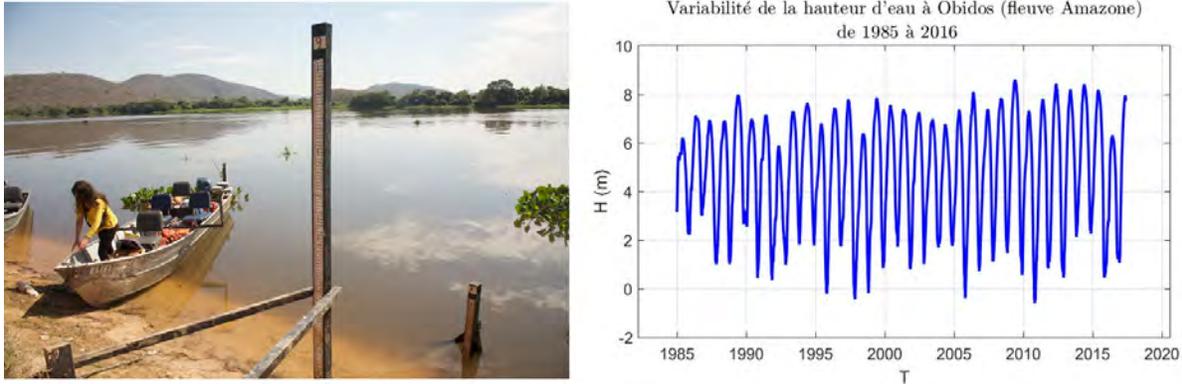


FIGURE 1.9 – À gauche : collecte des relevés des station limnimétrique sur le fleuve Paraguay lors d'une campagne de mesure en juillet 2016. Les relevés (récoltés visuellement et retranscrits manuellement dans un cahier) sont recueillis lors de grandes campagnes de mesures auprès du résident local chargé d'effectuer le relevé journalier. À droite : variabilité de la hauteur à Obidos sur fleuve Amazone entre 1985 et 2016.

**Limnigraphes** Les limnigraphes permettent d'enregistrer et de transmettre la mesure de la hauteur d'eau en continu. Les types de limnigraphes les plus couramment utilisés sont les limnigraphes à flotteurs, à pression et à ultrasons (Musy and Higy, 2004a). Le limnigraphe à flotteur est un appareil qui maintient un câble sur une poulie dont l'une des extrémités flotte sur la surface de l'eau et l'autre extrémité est stabilisée par un contre-poids. Lorsque le niveau de l'eau varie le flotteur se déplace et fait tourner la poulie. Le mouvement vertical du flotteur est retranscrit horizontalement par mouvement mécanique et fait bouger un stylet qui inscrit les variations sur un tambour rotatif. Le limnigraphe à pression classique mesure les variations de la pression hydrostatique exercée par la colonne d'eau sur sa membrane qui transforme l'information en signal électrique. Les limnigraphes à bulles mesurent eux la pression nécessaire à la production (par un compresseur) d'un débit d'air pour compenser la pression de la colonne d'eau. Le limnigraphe à ultrasons quant à lui émet des ondes ultrasoniques et évalue le temps de parcours entre l'émission de l'onde et la réception de l'onde réfléchi. Connaissant la distance entre la surface de l'eau et l'émetteur et la vitesse de propagation de l'onde la distance est aisément calculée.

#### 1.3.2.2 Courbes de tarage

Au droit d'une section transverse d'écoulement et à partir de plusieurs points de mesure du champs de vitesse, à des instants et débits différents, il est possible de définir des lois qui permettent de relier le débit à une ou plusieurs variables. On utilise classiquement des courbes de tarage  $Q = f(h)$  qui consistent en des lois puissance reliant les mesures de débit

$Q$  au tirant d'eau  $h$ . L'avantage d'une telle relation est qu'elle permet d'estimer le débit à partir d'une mesure de hauteur d'eau, potentiellement automatique. Généralement un cycle annuel hydrologique (de l'étiage à la crue) permet une bonne représentation de la gamme de variabilité de la relation  $Q = f(h)$  hors des événements extrêmes non observés. Lorsqu'il est possible d'établir une relation univoque entre la hauteur de l'écoulement et son débit ces relations suivent généralement des lois puissance telles que  $Q = c_1 h^{c_2}$  (cf. figure 1.10.a). Cependant il existe certains cours d'eau ou portions de cours d'eau pour lesquels les courbes de tarage suivent une loi différente selon si le régime monte ou descend (cf. figure 1.10.b). Ces hystérésis dans les courbes de tarage sont classiques des grands fleuves à faible pente comme à l'aval de certains fleuve dans le bassin Amazonien (Guyot et al., 1994). De nos jours la plupart des données de débits diffusées par les agences des eaux proviennent de relations hauteurs pré-établies dont l'erreur sur les débit est estimée entre 15 – 20% (Cretaux and Calmant, 2017).

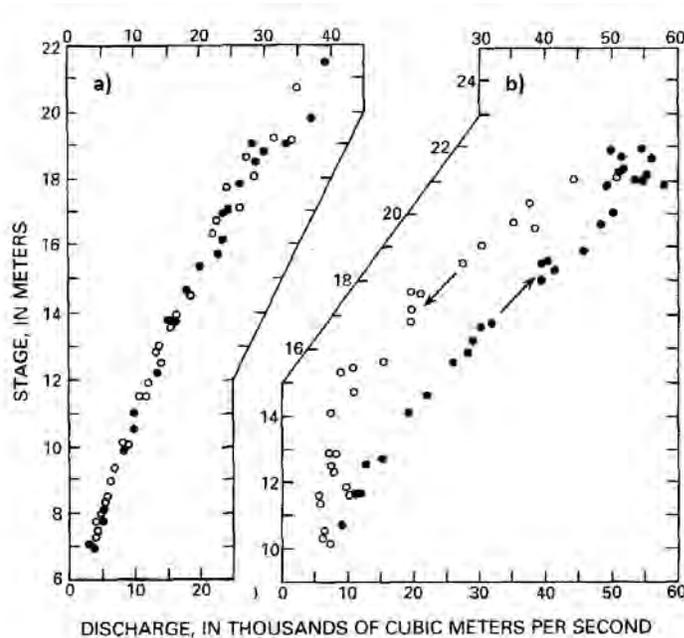


FIGURE 1.10 – Relation hauteur débit de la rivière Madeira (bassin Amazonien) : a) Station Abuna à 1320km en amont de la confluence avec le fleuve Amazone. b) Fazenda Vista Alegre à 260km en amont de la confluence avec le fleuve Amazone (Meade et al., 1991)

### 1.3.3 Estimation des pentes de surface libre

A l'origine, destiné à la localisation planimétrique, le GPS s'est avéré capable de déterminer la hauteur ellipsoïdale (cf. figure 1.11) d'un point (Callede et al., 2013). La possibilité

de pouvoir rattacher les stations limnimétriques, à une précision centimétrique (Cretaux et al., 2011), à un repère du Nivellement Général (par exemple Système Géodésique Mondial WGS84) a permis d'estimer, lorsque le réseau est localement dense en stations, la pente de la ligne d'eau (Callede et al., 2013). Le nivellement d'une station requiert l'installation d'un récepteur GPS géodésique bi-fréquences et d'enregistrer les mesures durant plusieurs heures puis d'effectuer les corrections relatives au retard de propagations troposphériques et ionosphériques (Castro, 2002). Le calcul de la pente s'effectue par différences finies tel que :

$$S_i = \frac{Z_{i+1} - Z_i}{L} \quad (1.2)$$

Avec  $S$  la pente moyenne entre la station amont  $i$  et aval  $i+1$  et  $L$  la distance entre les deux stations - calcul de l'amont vers l'aval par exemple dans le cadre de l'étude d'un fleuve. On notera que dans cette étude toutes les pentes de surface libre seront calculées selon ce schéma et qu'afin d'alléger les écritures et faciliter la compréhension la pente de surface libre sera notée sous forme continue telle que :  $\partial_x Z$ .

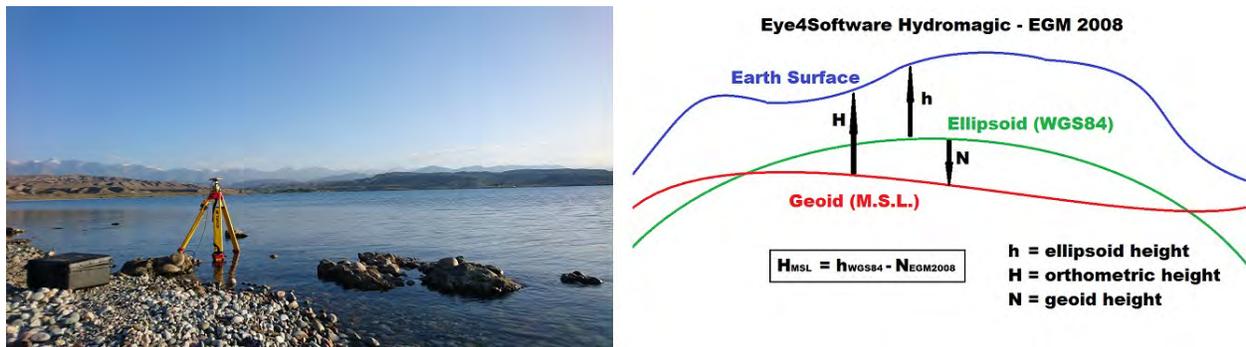


FIGURE 1.11 – À gauche : Nivellement du lac Issyk kul lors d'une campagne de mesure en juillet 2017. À droite : Schéma de principe de la hauteur géoïdale, ellipsoïdale et de la surface terrestre (<https://www.eye4software.com/hydromagic/documentation/manual/utilities/egm2008-geoid/>).

### 1.3.4 Profils longitudinaux continus par GPS embarqués

Le principe de la mesure repose sur l'enregistrement de données GPS brutes (à la fréquence de 1s) qui sont ensuite traitées (cf. figure 1.12). Le calcul de positionnement est réalisé en mode PPP (Precise Point Positioning). Au contraire du nivellement (cf. section 1.3.3) qui cumule la mesure du positionnement sur des heures pour converger vers une

valeur plus précise, ce mode de calcul positionne chaque mesure individuelle soit tous les messages reçus de la constellation GPS à une date donnée. La méthode PPP est un calcul de point par triangulation relativement aux satellites. La méthode PPP a été rendue possible par l'amélioration importante du calcul des orbites et de la capacité à synchroniser l'horloge du récepteur avec le temps des horloges atomiques transmises par les satellites. En effet une erreur d'un millionième de seconde sur une onde se déplaçant à la vitesse de la lumière induit une erreur de 300 mètres sur la position. Aujourd'hui la précision du calcul en PPP atteint 1 – 2cm en horizontal et 5cm sur la composante verticale. (Fund et al., 2013)



FIGURE 1.12 – GPS embarqué à bord d'une campagne de mesures sur le lac Issyk kul en juin 2016.

Récemment la *Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais* du Brésil (CPRM) a embarqué des GPS, lors de ses campagnes de mesures (Medeiros Moreira, 2016), qui ont permis d'établir les premiers profils longitudinaux de cours d'eau Amazoniens. Un exemple de ces profils est présenté ici pour la rivière Negro (cf. figure 1.13.a).

La rivière Negro vient rejoindre le fleuve Solimoes à Manaus où le Solimoes change de nom pour adopter sa fameuse identité de fleuve Amazone. Le module inter-annuel de  $28000m^3.s^{-1}$  de la rivière Negro fait d'elle un contributeur majeur du fleuve Solimoes-Amazone. Les six profils de la surface de la rivière Negro (cf. figure 1.13.a) ont été collectés pour des régimes contrastés ce qui permet d'observer le puissant contrôle exercé par le fleuve Solimoes-Amazone sur la partie aval de la rivière Negro. À partir de ces profils il nous a été possible de dériver les pentes (cf. équation 1.2) et les courbures des surfaces libre telles que :

$$C_{i+1} = \frac{S_{i+1} - S_i}{L} \quad (1.3)$$

Avec  $C_{i+1}$  la courbure moyenne à la station  $i + 1$  (calcul de l'amont vers l'aval). On notera que dans cette étude toutes les courbures de surface libre seront calculées selon ce schéma et qu'afin d'alléger les écritures et faciliter la compréhension, telle que la pente de surface libre, la courbure sera écrite sous forme continue telle que :  $\partial_x^2 Z$ .

Les pentes et les courbure des six profils de hauteur d'eau enregistrés par GPS sont représentées sur les figures 1.13.b et 1.13.c. Une étude détaillée de ces profils ( $Z, \partial_x Z, \partial_x^2 Z$ ) est réalisée au chapitre 4. On soulignera que ces profils sont novateurs dans le sens où ils offrent des profils longitudinaux continus de rivières sur des centaines voire des milliers de kilomètres et représentent une contribution rare et extrêmement précieuse pour la caractérisation hydrologique et hydraulique de cours d'eau.

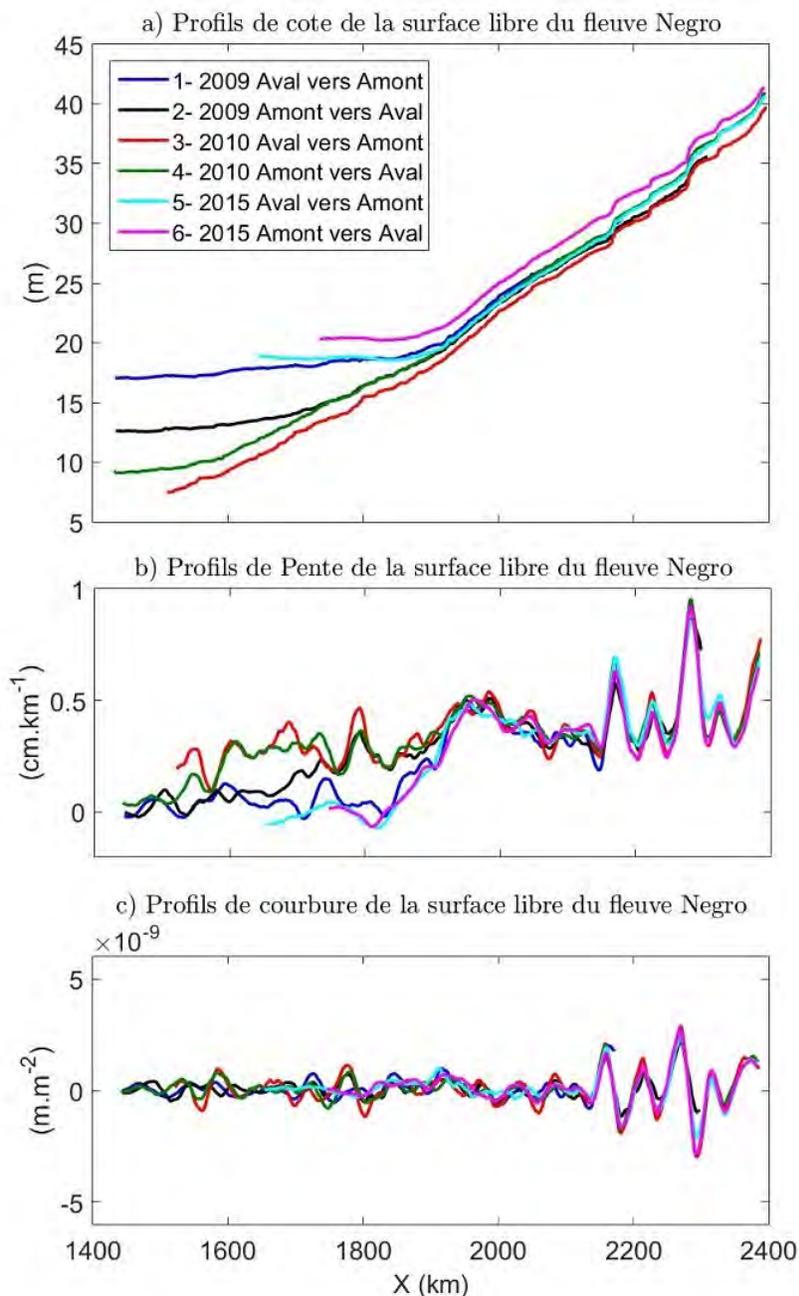


FIGURE 1.13 – a) Profils de surface libre de la rivière Negro réalisés lors de trois campagnes en 2009, 2010 et 2015. En 2009 le profil aval-amont (1) à été réalisé du 22/09/2009 au 3/10/2009 et le profil amont-aval (2) du 08/10/2009 au 16/10/2009. En 2010 le profil aval-amont (3) à été réalisé du 18/11/2010 au 30/11/2010 et le profil amont-aval (4) du 01/12/2010 au 07/12/2010. En 2015 le profil aval-amont (5) a été réalisé du 13/03/2015 au 30/03/2015 et le profil amont-aval (6) du 01/04/2015 au 05/04/2015. Pour plus de précisions sur ces profils se référer à la thèse de Medeiros Moreira, 2016.

### 1.3.5 Limitations des réseaux de mesure hydrométriques in situ

Bien que primordiales pour les études hydrauliques et hydrologiques, la densité des réseaux de mesure in situ est relativement hétérogène selon les bassins hydrographiques (Calmant and Seyler, 2006) et présentent aujourd'hui une situation assez disparate autant en terme de fiabilité qu'en terme de pérennité et rapidité de diffusion pour les raisons suivantes :

- Par manque de moyen les pays sous-développés et en voie de développement sont les moins équipés. Cela est fortement contraignant pour le suivi des grands bassins tels que celui de l'Amazone ou du Congo (cf. figure 1.14.a).
- Le nombre de stations de mesures in situ ne fait que décroître depuis 1980. Le nombre de ces stations est quasiment retombé au nombre de stations du début du siècle (cf. figure 1.14.b).
- Lorsqu'elles existent les stations sont souvent sous la responsabilité d'un résident local qui a pour mission d'effectuer les relevés, la précision de tels relevés est donc largement tributaire de la bonne volonté de la personne qui les effectue.
- Le coût des missions de campagne de mesures ou le coût d'installation et de maintenance des stations est un facteur extrêmement limitant principalement dans les pays sous-développés et en voie de développement .
- Les difficultés liées à l'inaccessibilité du terrain et/ou les risques sécuritaires, sanitaires, naturels contraignent sérieusement les missions voire les rendent impossibles.
- La diffusion des données peut être extrêmement lente (cf. section 1.3.2) voire inexistante du fait de la rétention d'information due au caractère extrêmement sensible des données liées à l'eau.

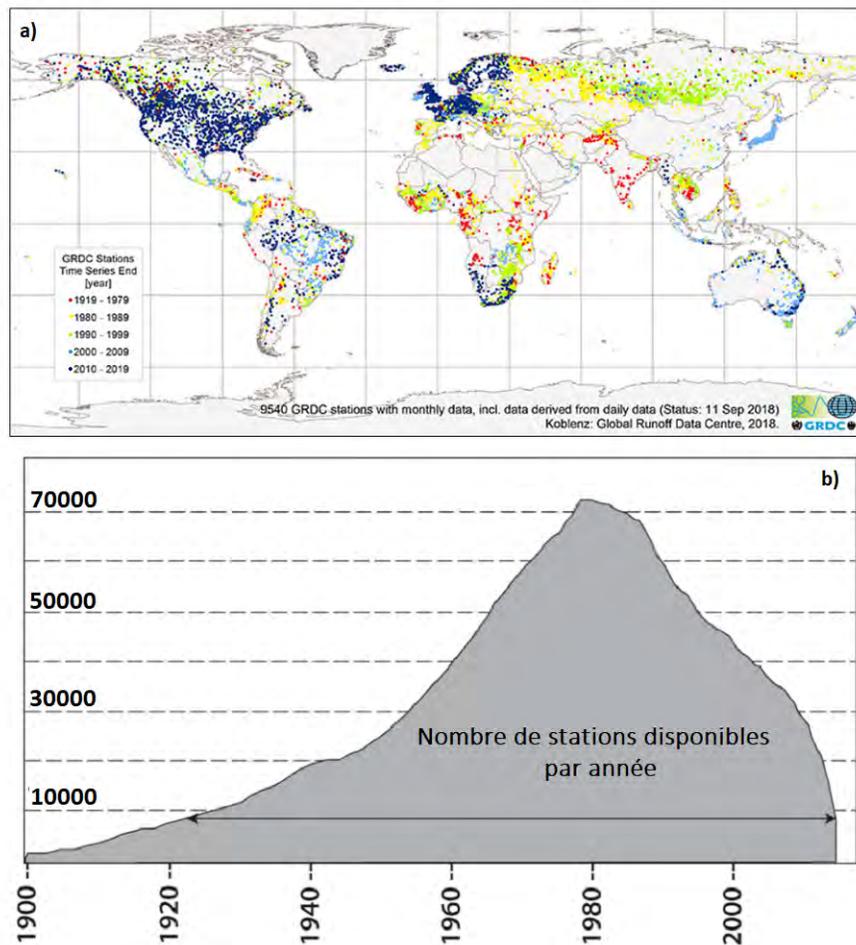


FIGURE 1.14 – Répartition mondiale de disponibilité des données hydrologiques issues du Global Runoff Data Centre (GRDC). Recensement du nombre de stations in situ dans le monde en fonction du temps sur le site du GRDC (Baghdadi and Zribi, 2016b p. 184)

Ces contraintes imposent donc un problème de densité spatiale et de rapidité de diffusion pour représenter les réseaux hydrographiques dans leur globalité. Bien que les stations in situ offrent une fréquence de mesure élevée (généralement de l'ordre du jour ou moins) leur densité spatiale est devenue un facteur limitant pour les études hydrologiques. Pour ces raisons, depuis environ une vingtaine d'année, les mesures télédéteectées sont en plein essor.

## 1.4 Apport de la télédétection au suivi des variables hydrologiques et hydrauliques

*La télédétection est l'ensemble des techniques utilisées pour déterminer des caractéristiques physiques ou biologiques d'objets par des mesures effectuées à distance, sans contact matériel avec ceux-ci (Paul et al., 1997).*



FIGURE 1.15 – Observation des fleuves et rivières par satellites (*Vue d'artiste par Clémence Estivals*).

Les deux grandeurs utiles au suivi des écoulements dans les réseaux hydrographiques et mesurables par satellite ou estimées à partir d'images sont l'altitude de la surface libre des cours d'eau et les surfaces inondées. Dans cette thèse on s'intéresse principalement à l'étude des variabilités spatiales et temporelles des cotes de surface libre, pour cette raison, l'accent est mis sur la mesure altimétrique qui est la méthode la plus largement employée aujourd'hui pour mesurer l'altitude des surfaces en eau. Cette technologie, présentée en section 1.4.1, a permis d'établir un vaste réseau de stations de mesures de hauteur d'eau télédétectées. L'imagerie satellitaire qui a elle récemment permis de définir plusieurs bases de données de largeur à l'échelle globale (Pekel et al., 2016; Allen and Pavelsky, 2018) sera présentée brièvement en section 1.4.2. Ces bases de données constituent des avancées majeures pour le suivi des écoulements dans les réseaux hydrographiques.

### 1.4.1 La mesure des hauteurs d'eau par altimétrie nadir

Originellement conçue pour mesurer la topographie dynamique des océans les domaines d'application de l'altimétrie satellitaire se sont rapidement étendus. Sur les continents les mesures altimétriques ont été utilisées pour les premières fois pour l'étude des calottes polaires (Ridley and Partington, 1988; Remy et al., 1989). En 1993, Koblinsky et al. exploitent les mesures altimétriques GEOSAT sur les rivières du bassin Amazonien. Dans

cette étude les auteurs comparent les séries temporelles des hauteurs d'eau observées par satellite sur la période 1985-1989 aux mesures in situ de quatre stations situées à proximité des traces. L'erreur quadratique moyenne entre les mesures in situ et altimétriques est alors estimée à  $\pm 70\text{cm}$ . Depuis, l'exploitation des mesures satellites est en essor continu sur tous les réservoirs d'eau observables depuis l'espace avec une précision de mesure au dessous des  $10\text{cm}$ . Ainsi, malgré leurs résolutions spatio-temporelles limitées les observations par satellites offrent des possibilités très prometteuses pour les sciences hydrologiques (Alsdorf and Lettenmaier, 2003; Calmant et al., 2008; Biancamaria et al., 2015) et se révèlent être un puissant outil pour pallier les contraintes relatives aux mesures in situ.

### 1.4.1.1 Principe de la mesure altimétrique

Les techniques radar (Radio Detection and Ranging) consistent à mesurer l'intervalle de temps qui sépare l'émission d'une impulsion électromagnétique en direction d'une cible réfléchissante et le retour de son écho. Le radar altimètre à bord du satellite envoie une succession d'impulsions brèves et enregistre les signaux reçus en écho après réflexion des ondes incidentes sur la surface de l'eau réfléchissante. En mesurant le temps de trajet aller-retour  $T$  de l'onde et en supposant que le signal se propage à la vitesse de la lumière, la distance  $R$  entre le satellite et la surface peut être calculée telle que  $2R = cT$ . Dans le contexte océanique représenté sur la figure 1.16 la valeur relative  $SSH$  de la surface en eau est donnée par  $SSH = S - R$  avec  $S$  l'altitude du satellite par rapport auquel est repéré le satellite. Les mesures altimétriques doivent ensuite subir un certain nombre de corrections de propagation liées au fait que la propagation réelle dans l'atmosphère (ionosphère, pression atmosphérique et humidité de la troposphère) ne se fait pas à la vitesse de la lumière et doit être rapportée à une Terre non déformée (marées polaires et solides, voire marées océaniques et surcharges associées) avant d'être exploitables (Fu and Cazenave, 2000).

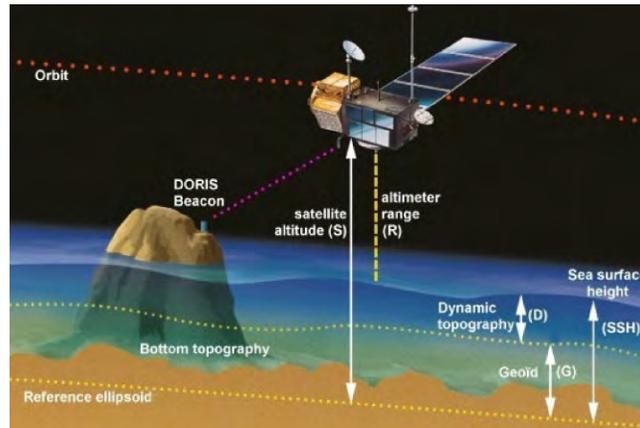


FIGURE 1.16 – Principe de la mesure altimétrique (<https://www.aviso.altimetry.fr/fr/techniques/altimetry/de-base.html>).

### 1.4.1.2 Hauteurs d'eau et stations virtuelles

À chaque fois qu'un satellite passe au-dessus d'une rivière, une station dite virtuelle peut être définie. Cependant, les échos radar sur les rivières sont très différents de ceux observés sur les océans. La taille restreinte des intersections entre les cours d'eau et les traces des satellites nuit à la précision des observations, ce qui peut rendre la détection de la surface en eau parfois très compliquée, voire impossible. Ces échos, qui sont en général complexes, peuvent être perturbés par des réflexions parasites provenant des sols ou végétations environnantes. L'état de la surface réfléchissante conditionne les formes d'ondes réfléchies, car dans la réalité, un satellite n'observe jamais une surface totalement plane, mais observe une surface plus ou moins rugueuse, ce qui a pour conséquence de perturber les formes d'onde.

Lorsque le signal est exploitable, on définit une station virtuelle où les hauteurs de surface sont définies en un seul point de la rivière. Il existe donc potentiellement des milliers de stations virtuelles sur la planète. La densité spatiale des stations virtuelles et la fréquence temporelle de leurs mesures sont directement déterminées par les caractéristiques orbitales des satellites. Selon les satellites, la résolution temporelle varie de 10 à 35 jours, et la distance entre deux traces adjacentes à l'équateur peut varier de 80 km à 1000 km (cf. tableau 1.1).

Mission	Lancement	Fin	Répétitivité (jours)	Nombre de traces au sol	Distance inter-trace à l'équateur (km)
Seasat	06/1978	09/1978	17	488	164
Geosat	08/1986	08/1989	17	488	164
ERS-1	01/1991	03/1992	3	86	930
	03/1992	12/1993	35	1002	80
	01/1994	04/1994	3	86	930
	04/1994	03/1995	168	4810	16
	03/1995	06/1996	35	1002	80
Topex/Poseidon	10/1992	12/2005	10	254	315
ERS2	03/1995	12/2003	35	1002	80
Jason-1	12/2001	06/2014	10	254	315
Envisat	03/2002	10/2010	35	1002	80
	11/2010	05/2012	27	862	51
Jason-2	07/2008	-	10	254	315
SARAL	02/2013	-	35	1002	80
Jason-3	02/2016	-	10	254	315
SENTINEL-3A	02-2016	-	27	770	104
SENTINEL-3B	04-2018		27	770	104

TABLE 1.1 – Caractéristiques des principales missions altimétriques utilisées pour l'hydrologie (Fu and Cazenave, 2000 ; Baghdadi and Zribi, 2016b p.181)

L'application des méthodes d'altimétrie satellitaire pour l'étude des grands bassins fluviaux a été initiée par Cudlip et al. (1990), Koblinsky et al. (1993) ou encore Birkett (1998) sur le bassin amazonien. Depuis, l'utilisation de données de hauteur d'eau mesurées par satellites est devenue une base de données fiable et largement utilisée donnant accès aux variations de niveau d'eau sur les fleuves. Dans l'exemple du bassin Amazonien Santos da Silva et al. (2010a) et Santos da Silva et al. (2010b) ont établi une base de données de plus de 1000 stations virtuelles dont les principales, qui résultent des mesures ENVISAT et Jason-2, sont représentées sur la figure 1.17.a. Une série temporelle issue de la station virtuelle (ENVISAT) de Sao Romao sur le fleuve San Francisco superposée aux mesures in situ sur la période 2002-2010 est représentée à titre d'exemple sur la figure 1.17.b.

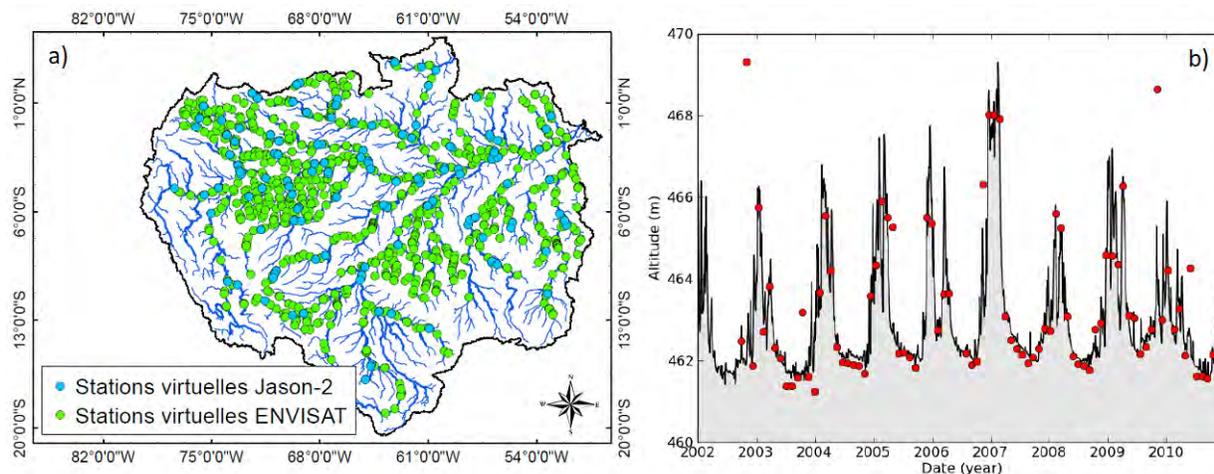


FIGURE 1.17 – a) Stations virtuelles issues des missions Jason-2 et ENVISAT (Paris, 2015). b) Station virtuelle de Sao Romao sur le fleuve San Francisco : la série temporelle issue des mesures ENVISAT (point rouges) est superposée aux mesures in situ sur la période 2002-2010 (Maillard and Calmant, 2013).

### 1.4.2 Imagerie satellitaire

L'imagerie satellitaire (optique ou radar), généralement utilisée conjointement avec d'autres données, a été d'un apport considérable en hydrologie spatiale car elle a permis de quantifier des étendues de surfaces en eau, d'estimer des hauteurs d'eau ou encore d'établir les premières bases globales de données de largeurs de rivières.

L'imagerie optique repose sur le principe d'acquisition d'images passives. Les capteurs sont soit panchromatiques, c'est à dire qu'ils enregistrent la réflectance dans une seule bande spectrale relativement large ; soit multispectraux, en enregistrant le signal dans plusieurs bandes spectrales (jusqu'à une dizaine) ; soit hyperspectraux, pouvant enregistrer des centaines de bandes spectrales (Frappart, 2006). L'imagerie radar utilise l'émission active de micro-ondes et la réception de leur écho après interaction avec la surface. Elle permet d'acquérir des images indépendamment des conditions météorologiques et d'éclairement solaire. Les radars à synthèse d'ouverture (SAR) permettent l'observation de larges étendues quelques soient les conditions météorologiques, la nébulosité ou les conditions d'éclairement.

Ces images (généralement associées à des cartes topographiques) ont permis de suivre des phénomènes hydrologiques telles que les crues, les inondations, quantifier des volumes, estimer la hauteur des surfaces en eau ou encore de cartographier les zones d'inondation des grands bassins fluviaux (Frappart, 2006 ; Alsdorf et al., 2001).

La contribution majeure de l'imagerie satellitaire pour le suivi des écoulements dans les réseaux hydrographiques a été la construction des premières bases globales de masques en eau et de largeur de rivières. A partir de trois millions d'images LANDSAT sur 30 années Pekel et al. (2016) ont produit la Global Surface Water database (GSW), la première base de données globale de masque d'eau. Cette base de données représente la distribution spatiale et temporelle des surfaces en eau entre 1984 et 2015. Aussi à partir d'images LANDSAT Allen and Pavelsky (2018) ont défini la première base de données à l'échelle globale de largeur de rivière de plus de 30m de large : la Global River Widths from Landsat (GRWL). Au moyen de 3693 stations in situ les auteurs ont déterminé le débit moyen de chaque stations et ont ensuite acquis et traité 7376 images à des dates correspondante aux débits moyens.

La qualité de ces jeux de données démontre des difficultés techniques et scientifiques liées à la production de ces masques. Pour les images optiques les zones très nuageuses, les couverts végétaux, rivières étroites par rapport à la taille du pixel, la turbidité ou encore la pente, peuvent limiter la qualité de la mesure. Par exemple dans le masque de Pekel et al. (2016) on observe que le réseau devient rapidement discontinu dès lors que la largeur de la rivière passe en dessous de 100m voire plus si la zone est couverte de nuages ou s'il y a beaucoup de végétation.

Ces bases de données représentent cependant une contribution majeure pour le suivi des écoulements dans les réseaux hydrographiques et ouvrent des perspectives intéressantes pour caractériser les réseaux de drainage à l'échelle globale. Il reste néanmoins nécessaire de définir des bases de données dynamiques de largeurs référencées verticalement et hydrologiquement, i.e. statistiquement par rapport aux distributions de hauteurs altimétriques et débits observés ou modélisés aux grandes échelle. On verra en section **1.4.3** que cela représente un des défis de SWOT.

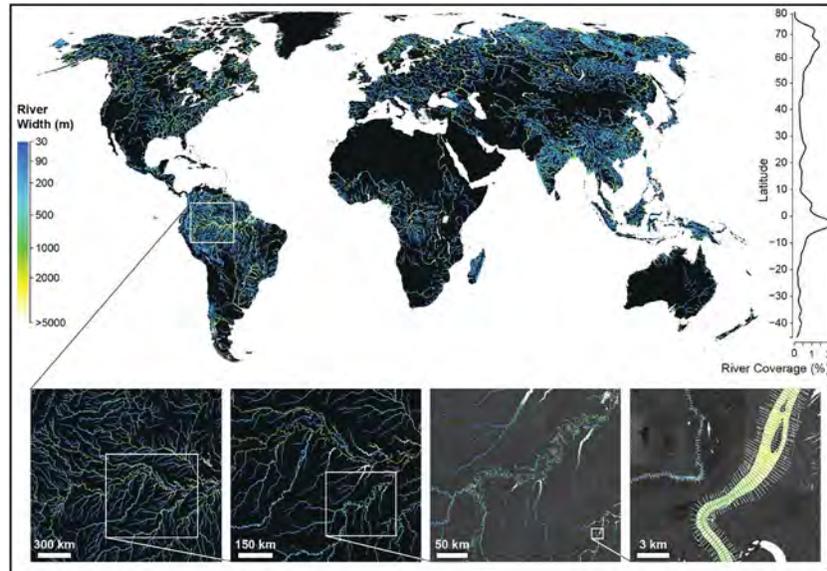


FIGURE 1.18 – Base de données Global River Widths from Landsat (GRWL) de Allen and Pavelsky (2018).

### 1.4.3 La mission Surface Water and Ocean Topography (SWOT)

À ce jour le suivi des écoulements dans les réseaux hydrographiques est limité par la faible couverture spatiale et temporelle des mesures altimétriques classiques. D'abord la mesure d'un altimètre nadir est mono-dimensionnelle et ne permet donc pas une représentation 3D des surfaces en eau. De plus, aucun des satellites actuels n'offre une couverture globale de ces surfaces. En océanographie cette couverture spatio-temporelle est un facteur limitant dans l'étude de certains phénomènes méso-échelle (Bouffard, 2007). En hydrologie continentale l'étude des rivières est limitée par la densité des stations virtuelles qui varie fortement en fonction de celles-ci. Par exemple dans le cas de Topex/Poseidon pour une rivière parallèle à l'équateur la distance entre deux stations virtuelles pourra être au mieux de  $254\text{km}$  et à trois jours d'intervalle (cf. tableau 1.1). Pour ces raisons un concept de mission d'altimétrie large fauchée fournissant une haute résolution spatiale et temporelle a été proposée : la mission SWOT sera la première mission satellitaire mondiale dotée d'une couverture spatio-temporelle sans précédent qui fournira une observation novatrice de la topographie des surfaces en eau. Cette mission spécialement adaptée pour l'étude des eaux continentales permettra un suivi homogène des variabilité des surfaces en eau dans l'espace et dans le temps.

### 1.4.3.1 La mission

La future mission franco-américaine SWOT (Surface Water and Ocean Topography) est conjointement développée par la NASA, le CNES et leurs partenaires des agences spatiales canadienne et britannique. Elle sera mise en orbite en 2021 pour une durée de 3 à 5 ans. A une altitude de  $890,5\text{km}$  SWOT parcourra environ 13,7 millions de kilomètres avant de retrouver sa position initiale tous les 20,86 jours (Desroches, 2016). Ainsi le satellite mesurera tous les 20,86 jours l'ensemble des réservoirs d'eau de surface continentale (incluant les lacs et zones humides) supérieure ou égale à  $250\text{m} \times 250\text{m}$  (avec l'ambition de descendre jusqu'à  $100\text{m} \times 100\text{m}$ ) et les fleuves et rivières ayant une largeur supérieure ou égale à  $100\text{m}$  (avec l'ambition de descendre jusqu'à  $50\text{m}$ ).

SWOT embarquera deux antennes SAR (cf. section 1.4.2) en bande Ka de fauchée de  $60\text{km}$  chacune dont l'association est appelée KaRIN (Ka-band Radar INterferometer) (cf. figure 1.19). Ces deux fauchées seront séparées d'une bande de  $20\text{km}$  au milieu de laquelle des mesures à partir d'un altimètre nadir classique seront également acquises. La différence majeure avec l'altimétrie nadir actuelle réside dans le fait que le satellite observera une fauchée large de  $140\text{km}$  au lieu d'une simple trace au sol. Par conséquent en plus de la hauteur d'eau, qui est également mesurée par les missions d'altimétrie actuelles, la mission SWOT apportera conjointement des mesures de largeur et de pente (Biancamaria et al., 2016).

## 1.4. Apport de la télédétection au suivi des variables hydrologiques et hydrauliques

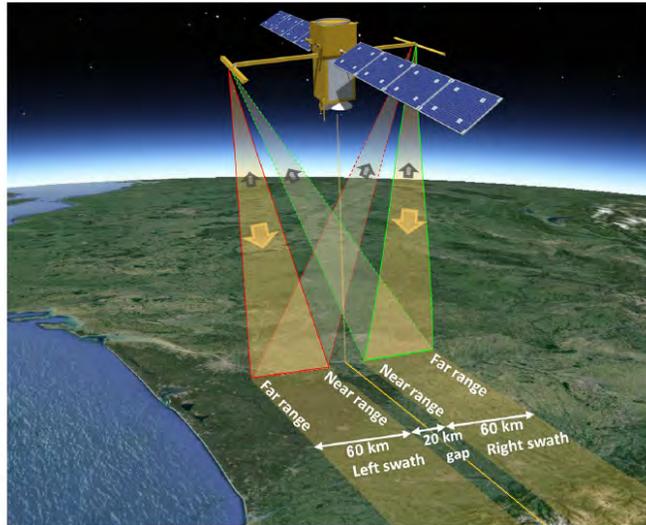


FIGURE 1.19 – Vue conceptuelle du satellite SWOT et de ses principaux instruments (Biancamaria et al., 2016).

Au cours des 20,86 jours pour retrouver sa position initiale par rapport à la Terre SWOT revisitera de une à dix fois les régions comprises entre 78°N et 78°S (Biancamaria et al., 2016). Les basses latitudes seront moins revisitées que les hautes avec une à deux revisites pour les régions situées à l'équateur et jusqu'à sept pour les zones au delà des latitudes 60°N/S (cf. figure 1.20.a) et dix pour les régions au-delà de la latitudes 70°N/S. A cause du trou au nadir de 20 km entre les deux fauchées certaines zones des basses latitudes ne seront jamais vues par le satellite car la distance entre les traces ne permettra pas toujours à deux fauchées adjacentes de se recouvrir (cf. figure 1.20.b). Cette surface non-observée ne représentera que 3,55% de la surface totale la Terre (Biancamaria et al., 2016).

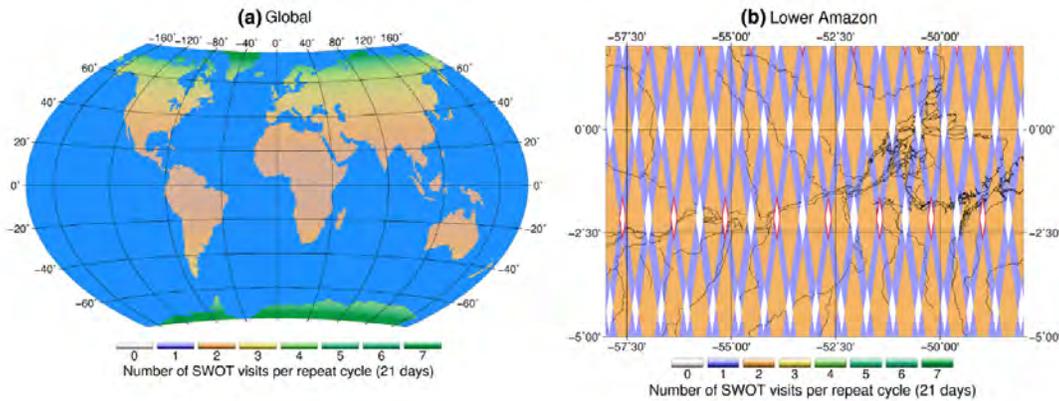


FIGURE 1.20 – a) Nombre de revisites de SWOT par cycle des 20,86 jours entre les latitudes 70°N et 70°S. b) Zoom autour de l'équateur dans le bassin Amazonien (Biancamaria et al., 2016).

Contrairement aux instruments SAR classiques qui mesurent la topographie terrestre (20–50°), pour assurer une puissance rétrodiffusée suffisante il est nécessaire de travailler à faibles incidences. Ainsi l'instrument KaRIn fonctionnera entre 0,6° et 3,9°. KaRIn fournira des images radar tridimensionnelles des cotes des surfaces en eau dont la résolution spatiale variera fortement le long de la fauchée. Dans la fauchée la taille d'un pixel variera de 60m au bord interne de fauchée (near range) à 10m au bord externe fauchée (far range) avec des pixels de dimension environ 6m dans la direction azimutale (direction dans le plan de l'orbite du satellite).

Le produit de plus bas niveau issu du traitement interférométrique de KaRIn/SWOT est appelé le « Pixel Cloud » (cf. section 1.4.3.3). C'est une représentation 3D des pixels d'eau directement mesurés. En raison des caractéristiques instrumentales de SWOT et en particulier le bruit thermique (Desroches, 2016) ce nuage de points sera très bruité : à cette résolution la précision verticale sur la mesure des hauteurs d'eau sera de l'ordre du mètre. Afin d'augmenter la précision verticale les pixels devront être moyennés sur une surface de 1km<sup>2</sup> afin de réduire le bruit à une dizaine de centimètres (Rodriguez, 2016; Biancamaria et al., 2016). Les caractéristiques principales de la mission sont regroupées dans le tableau 1.2.

KaRIn	Couverture par fauchée	60km
	Couverture totale	140km
	Zone sans observations au nadir	20km
	Résolution en azimuth	5m
	Résolution bord de fauchée interne	60m
	Résolution bord de fauchée externe	10m
Caractéristiques	Temps de vie de la mission	3 à 5 ans
	Zones observées	entre 78°N et 78°S
	Répétitivité	20.86 jours
	Revisites	de 1 à 10
	Surface de la Terre non observée	3,55%
	Taille minimum des surfaces en eau observée	250m × 250m
	Largeur minimum des cours d'eau observés	100m
Résolution	Hauteurs	< 10cm (moyennées sur 1km <sup>2</sup> )
	Pentes	< 1.7cm.km <sup>-1</sup> (moyennées sur 10km)

TABLE 1.2 – Caractéristiques de la mission SWOT.

### 1.4.3.2 Les perspectives pour l'hydrologie continentale

La grande nouveauté de la mission SWOT est qu'elle permettra de passer de la mesure ponctuelle d'altitude des surfaces en eau, telle que celle de l'altimétrie classique (les stations virtuelles dans le cas des rivières cf. section 1.4.1.2), à une vision homogène dans l'espace et dans le temps des surfaces en eau. Ainsi, le satellite devrait être capable de détecter des variations correspondants à plusieurs phénomènes du cycle de l'eau d'une échelle temporelle allant de la dizaine de jour à la saison; et à une échelle spatiale allant de la centaine de mètres à plusieurs kilomètres. La figure 1.21 présente une représentation espace-temps schématique des principaux processus physiques en jeu dans le cycle hydrologique continental et la fenêtre d'observation SWOT. Il est montré qu'une large gamme d'échelles spatio-temporelles pourra être observée pour les océans et une grande partie des rivières et des lacs dans le monde. Cette future mission offre donc la perspective d'un ensemble de nouvelles applications prometteuses en hydrologie spatiale dont les principales problématiques sont les suivantes (d'après Rodriguez, 2016; Biancamaria et al., 2016) :

- Quelles sont les échelles spatio-temporelles des processus hydrologiques qui contrôlent la répartition des stocks d'eau sur Terre?

- Quels sont les impacts des activités humaines sur les eaux continentales ?
- Quelle est la sensibilité à différentes échelles (régionale et globale) de la répartition des masses d'eau au climat, aux événements d'inondations, à la couverture végétale, aux fortes sécheresses et à la cryosphère ?
- Comment assimiler les données mesurées dans des modèles descriptifs et prédictifs ?
- Est-il possible de quantifier les étendues régionales et globales de plaines inondables en combinant les mesures de niveaux d'eau, de largeurs, de pente télédétections avec la modélisation hydrologique des inondations ?
- Quelle est à l'échelle globale la géométrie hydraulique et la structure spatiale en trois dimensions des rivières ?
- Comment faire la synergie entre les mesures SWOT et l'ensemble des mesures de télédétection, notamment altimétriques, d'ores et déjà acquises et comment reconstruire des chroniques passées à la lumière des nouvelles informations apportées par SWOT ?

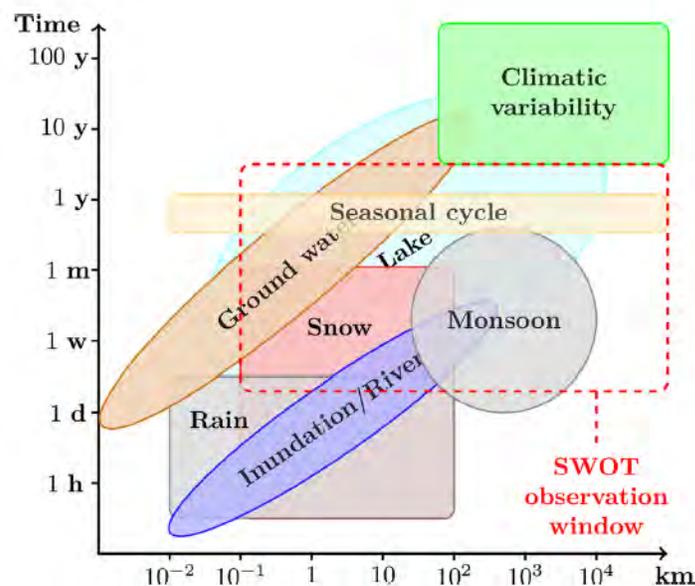


FIGURE 1.21 – Diagramme espace-temps des processus hydrologiques du cycle de l'eau continental. La fenêtre d'observation de la mission SWOT est indiquée en trait pointillé rouge (Biancamaria et al. (2016) inspiré de Blöschl and Sivapalan (1995) et Skoien et al. (2003)).

### 1.4.3.3 Définition des « observables » hydrauliques SWOT sur les cours d'eau

On représente sur la figure 1.22 des mesures des variations d'altitude de la surface de la rivière Negro obtenues grâce aux mesures du satellite ENVISAT (cf. section 1.4.1.2) et six profils continus provenant de mesures GPS (cf. Medeiros Moreira (2016) et section 1.12). Le satellite ENVISAT, à défaut d'offrir une bonne résolution temporelle (35 jours), offre une relativement bonne résolution spatiale comparativement aux autres satellites. Sur les 1320km représentés, on dispose de 42 stations ENVISAT représentant en moyenne une station tous les 33km. Bien que ces mesures représentent un apport important et novateur au vu de la vision longitudinale qu'elles permettent des cours d'eau, la distribution temporelle et/ou spatiale qu'offre l'altimétrie actuelle reste cependant encore trop hétérogène pour des études hydrauliques ou hydrologiques à l'échelle locale. Ainsi, en complément de ces mesures quasi-ponctuelles et relativement peu denses en espace et en temps, la futur mission SWOT promet d'apporter, à l'échelle globale, des profils quasi-continus des variations des cotes de surfaces libres (type profils GPS) et des couples  $Z(W(x,t))$  qui représenteront la première base de données mondiale de largeurs au miroir référencées verticalement.

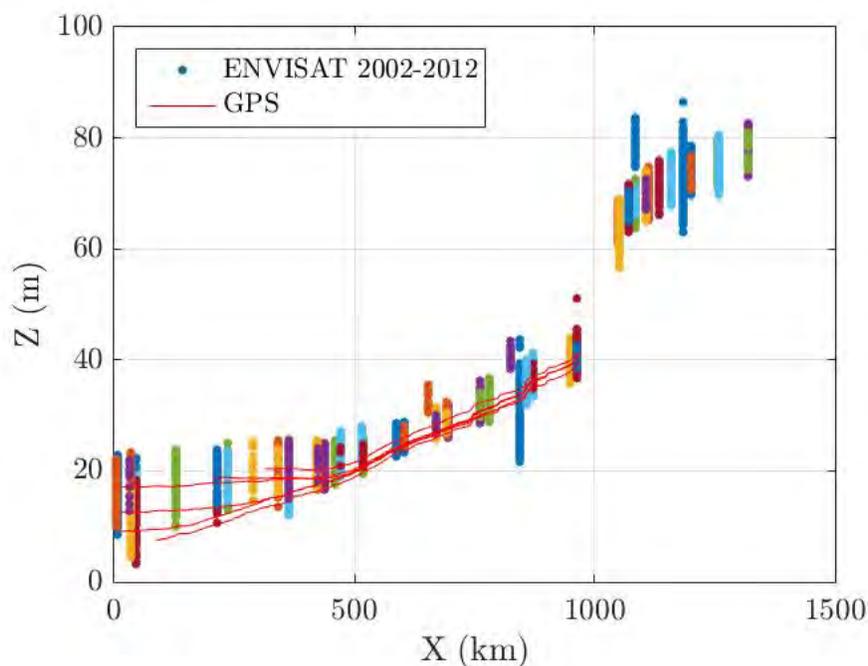


FIGURE 1.22 – Représentation longitudinale de la rivière Negro des observations d'altitude de surface libre de la mission ENVISAT pour la période 2002-2012 superposé aux relevés GPS effectués lors de trois missions en 2009, 2010 et 2015 (cf. Medeiros Moreira (2016) et section 1.12 pour plus de précisions pour les profils obtenus par mesure GPS).

Tel que vu en section 1.4.3.1 le produit de plus bas niveau de la future mission SWOT représente la mesure brute du satellite le « Pixel Cloud ». C'est une représentation 3D des pixels identifiés autour des surfaces en eau directement issus du traitement interférométrique de KaRIn/SWOT (cf. figure 1.23.A; Rodriguez, 2016; Biancamaria et al., 2016). En raison des caractéristiques instrumentales de SWOT, en particulier le bruit thermique, le bruit inhérent à la mesure pourra être supérieur à  $10m$ . De façon à diffuser un « produit rivière » adapté aux études hydrauliques ou hydrologiques le « Pixel Cloud » devra être traité. Une des méthodes proposées pour réduire le bruit de la mesure brute est de moyenner les points inscrits dans des polygones d'aire variable (préalablement définis) puis de les agréger le long d'une ligne centrale (tel que décrit dans l'étude de Frasson et al., 2017). Ce produit appelé « RiverObs » est présenté sur la figure 1.23. La largeur moyenne correspondante à chaque pixel « RiverObs » sera calculée en divisant l'aire du polygone par la longueur du segment.

## 1.4. Apport de la télédétection au suivi des variables hydrologiques et hydrauliques

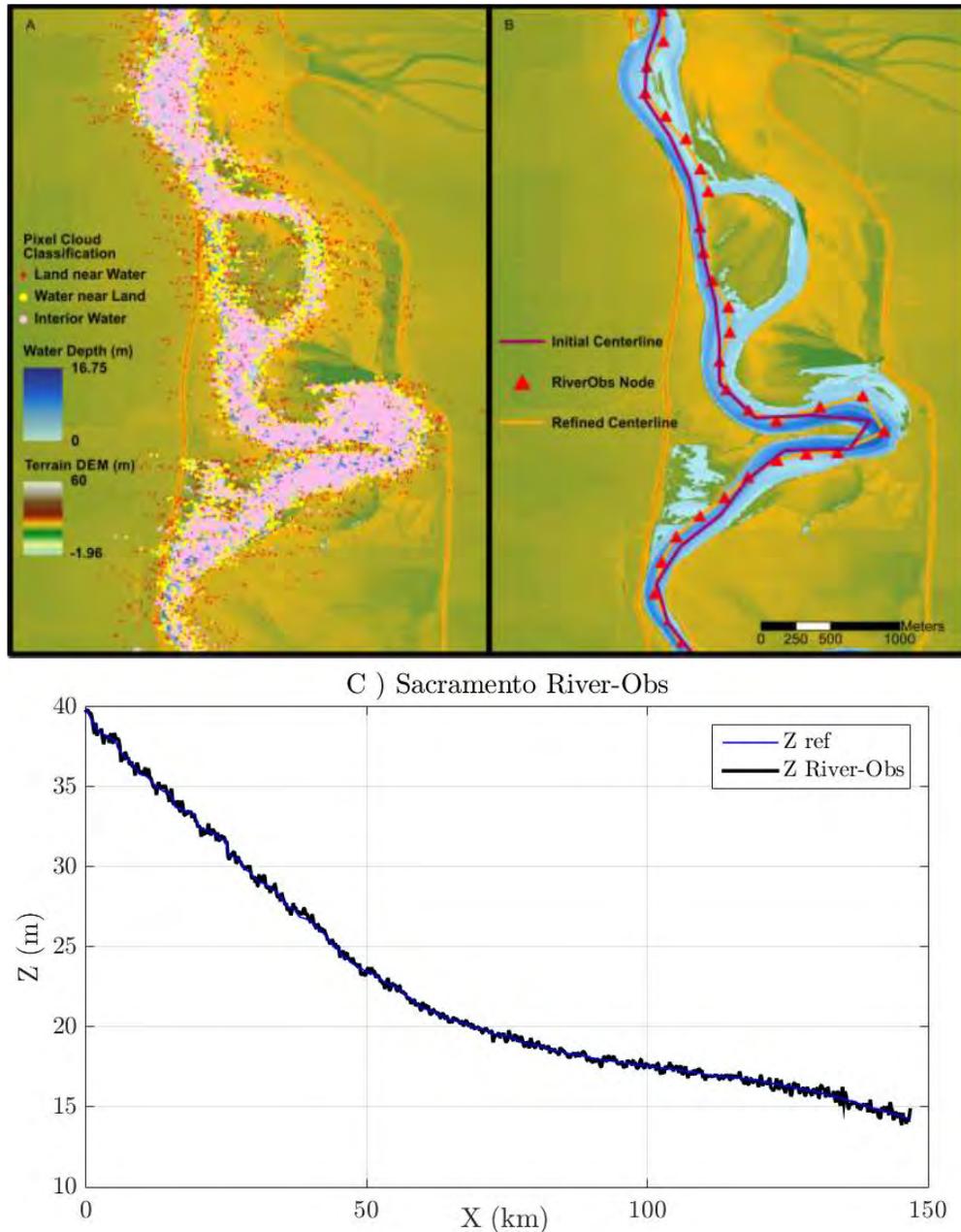


FIGURE 1.23 – A) « Pixel Cloud » issu du simulateur SWOT pour un bief de la rivière Sacramento. Les pixels sont classés tels que : surface en eau intérieure (pixels roses), surface en eau proche de la terre (pixels jaunes), terre (pixels rouges). B) Points du « Pixel Cloud » moyennés et agrégés le long de la ligne centrale de la Sacramento (d'après Frasson et al., 2017, figure 3). C) Produit « RiverObs » de la Sacramento (Frasson et al., 2017).

On définit par « observables » les variables mesurables par SWOT : la cote de la surface

libre  $Z$ , les grandeurs qui en dérivent comme la pente et la courbure, et la largeur au miroir. On représente sur la figure 1.24 les « observables » sur une coupe schématique longitudinale (gauche) et transversale (droite) d'une rivière observée par SWOT. A chaque nœud noté  $r$  et pour chaque instant de passage  $t$  sera associé une valeur de hauteur de la surface  $Z$ , une valeur de pente  $\partial_x Z$  et une valeur de largeur au miroir  $W$ . Il faut remarquer qu'il existe une zone, notée  $A_0$ , qui ne sera jamais observée par SWOT. Cette zone correspondra à l'écoulement de plus faible débit observé par SWOT localement sur toute sa période d'observation.

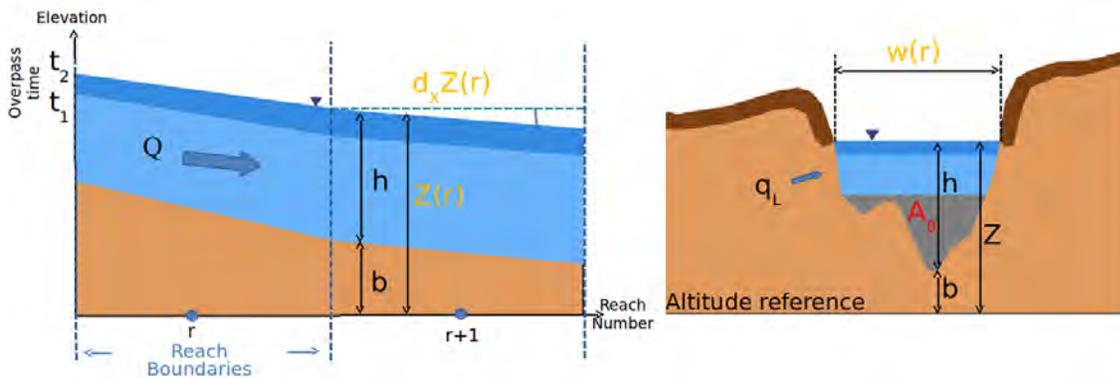


FIGURE 1.24 – Représentation schématique « d'observables » SWOT sur les rivières

## 1.5 Modèles d'estimation des débits des cours d'eau

Comme nous l'avons détaillé précédemment le débit d'une rivière, qui n'est pas directement mesurable, constitue une variable clé en hydrologie et en hydraulique fluviale. Il représente l'intégration de processus physiques non linéaires et couplés en jeu à l'amont et au droit d'un point de mesure dans un réseau hydrographique. Aujourd'hui la manière la plus fiable et précise pour estimer un débit est de le mesurer sur site (cf. section 1.3). Cela permet d'élaborer des courbes de tarage pour une section de cours d'eau mais une mise en œuvre systématique et dense à l'échelle de tout un réseau de drainage reste coûteuse et difficile (cf. section 1.3). Plusieurs approches sont alors couramment employées pour estimer le débit en un ou plusieurs points d'un réseau hydrographique :

- Les modèles pluie-débit, dits hydrologiques qui permettent d'effectuer des prévisions de débit en fonction des caractéristiques des interactions sol-atmosphère incluant la pluie et les caractéristiques du bassin versant.
- Les modèles débit-débit ou hydrauliques qui permettent de modéliser l'hydrodynamique des écoulements à surface libre étant donnée la connaissance de conditions

aux limites sur une portion de cours d'eau ou réseau hydrographique, incluant le(s) débit(s) amont(s).

- Les approches « empiriques » plus ou moins basées sur la physique ou encore « boîte noire » généralement calibrées sur un jeu de données.

Cette partie présentera tout d'abord les lois empiriques (cf. section 1.5.1) dites de géométrie hydraulique qui mettent en lien le flux et une grandeur géométrique de la section d'écoulement. On présentera ensuite les modélisations hydrologiques (cf. section 1.5.2.1) et hydrauliques (cf. section 1.5.2.2), qui à objectifs, complexité de modélisation et stocks de données fixés, nécessitent généralement un calage de leurs paramètres afin de reproduire les variables d'intérêt. Un calage est classiquement réalisé à partir d'observations in situ du débit (et des tirants d'eau pour un modèle hydraulique) en ajustant les paramètres des modèles afin que les variables simulées approximent au mieux les observations ce qui représente en réalité un problème inverse. Les problèmes inverses abordés en hydrologie et hydraulique spatiale seront brièvement présentés en dernière partie (section 1.5.3).

## 1.5.1 Méthodes empiriques

Les méthodes de mesure in situ décrites en section 1.3 permettent d'estimer de manière fiable et directe un débit en une section transversale d'écoulement dans un cours d'eau et d'accéder ensuite à une courbe de tarage  $Q = f(h)$  en répétant la mesure dans le temps (cf. section 1.3.2). Plusieurs types de méthodes empiriques ont été proposées dans la littérature pour différents contextes y compris l'utilisation de mesures télédéteectées et sont présentées ci-après.

### 1.5.1.1 Lois empiriques

**1.5.1.1.1 Loi de Manning** La formule de Manning est une formule empirique d'estimation de la vitesse moyenne pour les écoulements en régime permanent et uniforme :

$$U = KR_h^{2/3}I^{1/2} \quad (1.4)$$

Où  $U [m.s^{-1}]$  est la vitesse moyenne (sur la section transversale) d'écoulement,  $K [m^{1/3}.s^{-1}]$  le coefficient de friction de Strickler,  $R_h [m]$  le rayon hydraulique et  $I [m.m^{-1}]$  la pente motrice. Pour plus de détails pour la définition de cette loi se référer au chapitre 2.

**1.5.1.1.2 Géométries hydrauliques** Les modèles de géométries hydrauliques sont construits sur des approches statistiques visant à relier le flux à des caractéristiques géométriques de la section d'écoulement en utilisant un nombre conséquent de mesures in situ. Elles ont

été motivées par la difficulté d'estimer de manière satisfaisante les paramètres hydrauliques non mesurables tel le coefficient de Strickler et la morphologie de la section ; ou difficilement mesurables telles les pentes. Les lois de géométries hydrauliques, définies par Leopold and Maddock (1953), explicitent des lois d'évolution de la largeur  $W$ , de la hauteur  $h$  et de la vitesse  $U$  en fonction du débit  $Q$  à l'aide de lois d'échelle :

$$h = \alpha_1 Q^{\beta_1} \quad (1.5)$$

$$U = \alpha_2 Q^{\beta_2} \quad (1.6)$$

$$W = \alpha_3 Q^{\beta_3} \quad (1.7)$$

Pour une section rectangulaire on remarque aisément que  $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 = 1$  et que  $\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 = 1$ . Tel que souligné par LeFavour and Alsdorf (2005), il faut remarquer que l'extrapolation des paramètres de ces lois peut induire beaucoup d'erreurs selon la morphologie du canal. En effet, pour un canal de morphologie plutôt rectangulaire une relation largeur-débit ne sera pas adaptée. De la même manière si la largeur du canal varie fortement avec la hauteur d'eau une relation profondeur-débit ne sera pas non plus adaptée.

### 1.5.1.2 Courbes de tarage altimétriques

Depuis l'apparition des mesures d'altitude des surfaces libres par satellites, les relations empiriques classiquement définies à partir de mesures in situ telles que les courbes de tarage (cf. section 1.3.2) ou les relations de géométries hydrauliques (cf. section 1.5.1.1.2) ont connu un nouvel essor (Cretaux and Calmant, 2017) et plusieurs méthodes ont été développées pour établir des courbes de tarage à partir de cotes altimétriques.

La premier type de méthode consiste à ajuster une courbe de tarage entre des débits issus de mesures in situ et des hauteurs d'eau dérivées de mesures altimétriques (connaissant donc la bathymétrie) dont la station virtuelle est située non loin de la station in situ. Cette méthode a été appliquée par Kouraev et al. (2004) sur l'Ob, par Zakharova et al. (2006) sur l'Amazone, par Papa et al. (2010) sur le Ganges, et Birkinshaw et al. (2010) sur le Mékong. La qualité de la relation est conditionnée par la distance ou plutôt la cohérence hydrologique et géométrique entre les stations virtuelles et in situ, ainsi que par la longueur et la qualité de la période de recouvrement des chroniques.

Pour s'affranchir de la problématique liée à la distance Leon et al. (2006) propagent l'information de débit depuis une station in situ avec un modèle hydrodynamique simplifié

calé sur l'ensemble des chroniques de débits disponibles en amont et en aval du bief étudié. Pour chaque station virtuelle un hydrogramme est construit à partir des sorties du modèle et une courbe de tarage entre débits modélisés et hauteurs altimétriques est ajustée à chaque station.

La deuxième méthode se base sur des chroniques de débits issues de modèles hydrologiques pluie-débit. Getirana et al. (2009) calent pour des sous bassins de l'Amazonie des relations entre hauteurs télédéetectées et débits issus du modèle hydrologique distribué de grande échelle MGB-IPH (acronyme en portugais pour Modèle de Grands Bassins de l'Institut de Recherches Hydrauliques) développé par Collishonn et al. (2007). Cette méthode a été étendue à l'ensemble du bassin Amazonien par Getirana and Peters-Lidard (2012). A partir de débits issus du modèle MGB et de séries altimétriques longues (cf. section 1.4.1.2) Paris et al. (2016) a proposé une méthodologie permettant d'estimer une bathymétrie effective et des incertitudes sur les débits issus des courbes de tarage de hauteurs altimétriques - débits MGB (cf. figure 1.25). Remarquons que l'incertitude sur les courbes de tarage in situ et altimétriques est assez grande pour les plus forts débits.

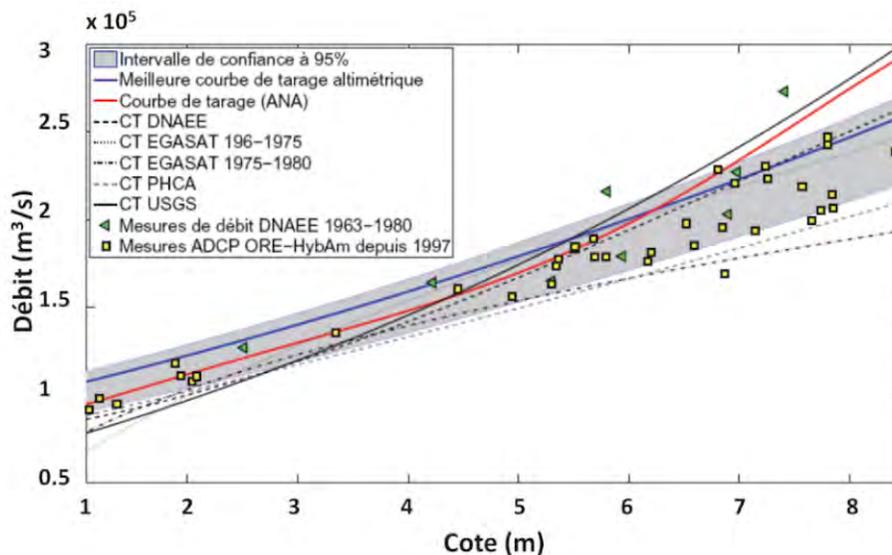


FIGURE 1.25 – Courbe de tarage à Obidos sur le fleuve Amazone. La courbe rouge correspond à la courbe de tarage in situ de l'ANA (Agência Nacional de Aguas), les triangles verts à des mesures anciennes réalisées au moulinet, les carrés jaunes à des mesures plus récentes par ADCP, la courbe bleue à la courbe de tarage altimétrique de Paris et al. (2016) et la zone grisée l'intervalle de confiance à 95% de cette courbe de tarage.

### 1.5.1.3 Modèles empiriques et mesures télédéteectées

Depuis le développement des mesures satellites des approches empiriques prenant en compte une ou plusieurs variables ont été développées (cf. relations 1.5, 1.6 et 1.7). Le développement de ces méthodes s'inscrivent dans la volonté de généraliser l'estimation des débits à partir de mesures satellitaires. Un état de l'art succinct de ces méthodes est présenté ici.

Les premières études utilisant des lois empiriques combinées à des mesures télédéteectées ont été menées par Bjerklie et al. (2003) qui ont calé les paramètres de plusieurs lois de géométries hydrauliques (cf. section 1.5.1) sur des jeux de données issus de plus de 1000 stations in situ. Les auteurs évaluent le potentiel d'estimation des variables d'entrée de ces lois à partir de mesures satellites alors qu'elles sont classiquement déterminées par des mesures in situ. La hauteur et les pentes de la surface libre sont estimées à partir de mesures altimétriques ou de mesures lidar (télédéteecté par laser); la largeur à partir d'imagerie satellitaire, la pente du canal à partir de cartes topographiques et les vitesses de surface à partir de mesures lidar. Ainsi, les auteurs examinent le potentiel d'estimer le débit de rivières non jaugées où seul un sous-ensemble des paramètres hydrauliques en jeu dans les lois d'écoulement est observé par satellite. Dans cette étude les auteurs soulignent l'importance de calibrer les variables non observées, telles que le coefficient de rugosité ou la bathymétrie de la rivière. Basé sur le même principe, associant lois de géométries hydrauliques calibrées sur des jeux de données in situ et des données multi-sources, Bjerklie et al. (2005) estiment des débits à partir de mesures de largeur obtenues par photos aériennes, de pente de canal obtenues à partir de cartes topographiques et des mesures de vitesse de surface observées à partir d'images SAR.

À partir de l'équation de Manning (cf. section 1.5.1.1.1 et chapitre 2) et de quelques hypothèses simplificatrices LeFavour and Alsdorf (2005) ont estimé des débits sur le fleuve Amazone. Les auteurs ré-expriment l'équation de Manning sous une forme simplifiée faisant intervenir la profondeur, la largeur, le coefficient de rugosité et la pente d'énergie qui est approximée par la pente moyenne du canal. Les profondeurs moyennes ont été estimées via des cartes de navigation; les largeurs à partir d'images SAR; le coefficient de rugosité provient d'estimations issues de la bibliographie; la pente du canal a été estimée via les cartes topographiques issues du Shuttle Radar Topography Mission (SRTM).

Depuis diverses études associant lois empiriques et données multi-sources ont été menées. À partir de données topographiques (SRTM) sur les plaines inondables et des images Moderate-Resolution Imaging Spectroradiometer (MODIS) de plaines inondées Brakenridge et al. (2011) montrent qu'il est possible de mesurer des tirants d'eau. D'abord les auteurs évaluent le « pattern » d'inondation en amont et en aval du tronçon d'étude. Associées aux cartes topographiques la hauteur et les pentes moyennes de surface libre sont

estimées pour chaque image. Enfin des équations de géométries hydrauliques paramétrées par Bjerklie et al. (2003) sont appliquées afin de dériver des estimations raisonnables du débit.

La bonne résolution temporelle (1 à 2 jours) de MODIS (Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer) à permis à Smith and Pavelsky (2008) de construire des relations largeurs-débits à partir de débits in situ et de largeurs télédéteçtées. Les résultats de cette étude suggèrent que si une échelle de longueur de rivière suffisamment large est définie alors la spécificité inhérente au site diminue et les courbes de tarage dérivées à partir de ces images deviennent transférables vers d'autres sites.

Tarpanelli et al. (2012) examine le potentiel des images à basse résolution (150m) obtenues par un radar ASAR (Advanced Synthetic Aperture Radar) embarqué sur le satellite ENVISAT pour calibrer un modèle hydraulique (cf. section 1.5.2.2) couplé à un modèle hydrologique (cf. section 1.5.2.1) semi-distribué. L'étude est appliquée sur un sous-bassin du Tibre dans le centre de l'Italie, où une inondation s'est produite le 28 novembre 2010 et a provoqué des dégâts importants. La résolution spatio-temporelle des images prises par le radar ASAR a permis d'obtenir des images de la région inondée lors du pic de l'hydrogramme. Ces zones inondées ont été utilisées pour calibrer le coefficient de rugosité du canal et la plaine d'inondation. Les débits d'entrée du modèle hydraulique ont eux été calibrés via des courbes de tarage in situ amont et des hauteurs d'eau altimétriques.

Birkinshaw et al. (2012) utilisent des mesures de hauteurs, de pentes et de largeurs télédéteçtées comme variables d'entrée des relations de géométries hydrauliques calibrées par Bjerklie et al. (2003). Les hauteurs d'eau proviennent de mesures altimétriques (ERS-2 et ENVISAT) à partir desquelles ils estiment des pentes de surface libre et les largeurs au miroir à partir d'imagerie LANDSAT. La méthode est validée pour trois stations in situ sur le Mekong et l'Ob.

Gleason and Smith (2014) ont mis en évidence l'existence de relations linéaires le long de certains cours d'eau entre les coefficients de la loi 1.7 linéarisée. Sur la base d'une série longitudinale de géométrie hydraulique (AMHG : At-Many-stations Hydraulic Geometry) et de données de largeur provenant d'images LANDSAT les auteurs ont montré qu'il était possible de déterminer une relation linéaire entre les coefficients et exposants des relations de géométrie hydraulique le long des cours d'eau. A partir de ces relations largeur-débit les auteurs calculent le débit correspondant avec une erreur de l'ordre de 20 – 30% par rapport aux débits in situ. A partir de ces constatations Paris (2015) suggère qu'il serait intéressant de déterminer les coefficients non plus sur une unique station virtuelle mais sur une famille de stations et en utilisant les relations AMHG comme contraintes a priori.

Bjerklie et al. (2018) proposent une méthode basée sur deux relations fondamentales qui lient la vitesse au coefficient de frottements : la loi de Manning (cf. 1.5.1.1.1 et chapitre 2) et la loi de Prandtl-Von Karman (Karman, 1934; Prandtl, 1935). A partir d'a priori partiels de forme et de mesures in situ les auteurs estiment la profondeur et la rugosité moyenne des biefs au travers de lois de géométries hydrauliques. Le calage de ces lois permet à partir de mesures télédéteectées d'estimer le débit moyen de deux biefs de la rivière Yukon en Alaska de 34,7km et 38,3km de long.

Tarpanelli et al. (2018) ont fusionné les données de différentes missions satellites, capteurs optiques et altimétrie, pour estimer le débit journalier en utilisant un réseau neuronal artificiel (ANN). Les auteurs ont proposé cette méthode car elle offre une solution facile et efficace pour combiner différentes sources de données dans le même algorithme. Le réseau est calibré sur une période puis validé sur une période indépendante à partir d'observations in situ de débits de deux sites : Lokoja sur le fleuve Niger et Pontelagos-curo sur le fleuve Pô. La comparaison entre les différents capteurs optiques (c'est-à-dire MODIS, MERIS et Landsat) montre qu'il est plus important de privilégier la résolution temporelle à la résolution spatiale afin d'obtenir de meilleures estimations de débits. En effet avec une fréquence temporelle de 14 à 16 jours Landsat n'est pas adapté pour estimer les événements hydrologique tels que les crues sur ce bassin.

Ces méthodes de basse complexité, basées sur des modèles empiriques (géométries hydrauliques, lois puissances) ont permis de mettre en évidence le potentiel des mesures télédéteectées pour estimer le débit mais restent limitées pour représenter la complexité hydrodynamique dans le sens où elles nécessitent un calage à partir de mesures in situ.

### **1.5.2 Les modèles hydrologiques et hydrauliques**

#### **1.5.2.1 La modélisation pluie-débit**

La réponse d'un hydrosystème est communément quantifiée à l'aide de la quantité d'eau, le débit, qui s'écoule à l'exutoire. Les flux au sein d'un hydrosystème ont une très grande variabilité spatio-temporelle (Milliman and Farnsworth, 2011) et constituent une variable intégrée des processus intervenant en amont du point de mesure. La modélisation du comportement hydrologique de ces hydrosystèmes est difficile du fait de la complexité, de l'hétérogénéité du milieu et de la multitude des processus hydrologiques en jeu (Musy and Higy, 2004b; Hingray et al., 2009); qui de surcroit interviennent à des échelles de temps et d'espace différentes (cf. figure 1.26) de manière non linéaire et couplée (Garambois, 2012). Ainsi la modélisation hydrologique consiste en une représentation simplifiée de la relation pluie-débit, dont la complexité est adaptée selon les objectifs de modélisation et la

quantité de données disponibles (Garambois, 2012). On distingue généralement plusieurs type de modèles hydrologiques :

**Les modèles empiriques** classiques qui visent à caractériser globalement la relation pluie-débit par des traitements stochastiques ou déterministes des séries chronologiques (Ambroise, 1999). Ces modèles aussi appelés boîte noire, reproduisent le comportement global du bassin où ne sont considérées que les variables d'entrée et de sortie sans faire d'hypothèses sur les processus et facteurs qui régissent la réponse hydrologique. Ces modèles présentent l'avantage d'être simples à appliquer et ne nécessitent pas beaucoup de paramètres ni une bonne connaissances du bassin versant. Cependant les capacités prédictives de tels modèles peuvent être limitées selon la complexité de l'hydrosystème modélisé, de la quantité d'évènements de calibration ou encore pour des petits bassins versants.

**Les modèles conceptuels** ou à réservoirs utilisent une succession de réservoirs interconnectés comme composants principaux. Ils sont basés sur le principe de conservation de la masse et une loi de vidange. Cette loi de vidange représente la circulation de l'eau dans différents compartiments (plus ou moins conceptuels) du bassin versant et est représentée par l'évolution du stock d'eau dans des réservoirs interconnectés (e.g. Ambroise, 1999; Perrin, 2000). Ce type de modèle offre l'avantage de pouvoir simuler toutes les variables hydrologiques mais présente certaines limites : - lorsque le calage se fait uniquement sur les débits ces autres variables sont à utiliser avec précaution (Hingray et al., 2009); - les relations de vidange utilisées sont bien souvent empiriques et arbitraires; - même si les paramètres peuvent s'interpréter conceptuellement il est difficile de les relier à des grandeurs physiques; - ces modèles globaux présentent le désavantage de ne pas prendre en compte l'hétérogénéité du bassin versant puisque les valeurs des paramètres sont des moyennes pour toute la zone simulée (Garambois, 2012). Plusieurs études proposent une application semi spatialisée des modèles conceptuels à réservoir (Garambois, 2012).

**Les modèles à base physique** reposent sur des relations dynamiques et de conservation (conservation de la masse, loi de Richards en milieu non saturé, loi de Darcy en milieu saturé, loi de Barré Saint-Venant pour le ruissellement de surface...) pour décrire le comportement de variables d'état spatialisées. La représentation physique de leurs processus est espérée suffisamment réaliste pour que leurs paramètres soient directement reliés aux caractéristiques physiques du bassin versant sans processus de calibration (Todini, 1988). Cependant ces modèles souffrent d'un gros besoin de données nécessaires pour leur paramétrisation et de problèmes de changement d'échelle (par exemple pour la description des écoulements en milieu poreux; cf. Garambois, 2012).

La difficulté majeure en modélisation hydrologique est liée à la difficulté du calage des modèles qui revient à modifier les valeurs attribuées aux paramètres afin de s'approcher au mieux des observations (Gupta, 1998). Depuis le développement des mesure télédé-

tectées l'assimilation de données pour améliorer le calage des modèles hydrologiques est en développement croissant. Diverses variables sont assimilées telles que l'humidité des sols, la couverture neigeuse, la température du sol, l'évapotranspiration, la hauteur d'eau ou encore les surfaces inondées (Leroux and Pellarin, 2016).

L'assimilation de données télédéteectées, et en particulier des variations d'altitude de surface libre sur les réseaux de drainage, a été entreprise en modélisation hydrologique relativement récemment (Paiva et al., 2013, Emery et al., 2018). Un problème important est que les modèles hydrologiques ne permettent généralement pas une description fine des réseaux de drainage compatible avec les « observables » physiques issus de l'altimétrie. Il peut donc être difficile de relier les « observables » de surface libre aux débits simulés dans un modèle hydrologique de type « flow routing ». Des courbes de tarage ont par exemple été utilisées par Emery et al., 2018 pour convertir les altitudes de surface libre en débits et les assimiler dans le modèle global ISBA-TRIP.

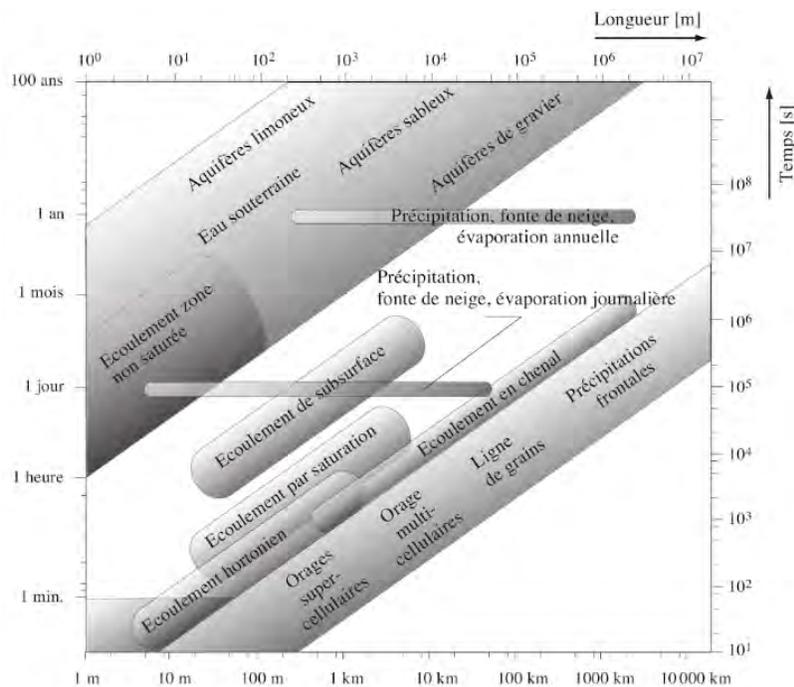


FIGURE 1.26 – Échelles espaces-temps des différents processus hydrologiques (Blöschl and Sivapalan, 1995).

### 1.5.2.2 La modélisation débit-débit

La modélisation des cours d'eau passe généralement par la résolution des équations de Barré de Saint-Venant qui sont la forme intégrée (sur la verticale) et simplifiée des équations de Navier-Stokes.

tions tridimensionnelles de Navier-Stokes. Ce modèle d'écoulement est détaillé au chapitre 2. De tels modèles sont dits ((Roux, 2004)) :

- déterministes parce que les paramètres du système sont supposés connus,
- distribués parce que les paramètres peuvent varier dans l'espace,
- mécanistes parce que les mécanismes internes du système sont décrits en se basant sur des lois physiques (conservation de la masse, de la quantité de mouvement).

Ce type de modèles fournit le débit passant à travers chaque section (ou la vitesse moyenne dans chaque section) et la cote de la surface libre dans la section en fonction du temps mais nécessite de connaître l'ensemble des variables telles que : la géométrie, la rugosité, les conditions limites de hauteur d'eau et de débit. Les modèles se distinguent principalement par leur nombre de dimensions prises en compte. Les variations dans l'espace des processus physiques sont généralement tridimensionnelles mais bien souvent certaines variations peuvent être négligées et permettent ainsi de réduire le nombre de dimensions.

La représentation classique d'écoulements fluviaux est généralement réalisée selon une dimension le long de l'axe principal d'écoulement (modèles 1D ou filaires, se référer au chapitre 2 pour plus de détails). Par exemple pour ces écoulements l'ordre de grandeur de la composante horizontale de la vitesse d'écoulement est en général beaucoup plus importante que la composante verticale ou transversale. On intègre donc les variables d'écoulement sur la section en travers de l'écoulement ce qui permet de se ramener à un problème 1D (cf. chapitre 2). Ces modèles reposent sur la représentation de la géométrie du cours d'eau au moyen d'un ensemble de profils en travers repérés par une abscisse curviligne sur un profil en long.

Dans le cas où l'écoulement ne peut plus être considéré uniforme sur une section transversale et dont les variables présentent des gradients importants dans deux directions, il convient de modéliser l'écoulement au moyen d'une représentation bi-dimensionnelle. Dans ce cas les variables varient selon deux directions privilégiées et sont intégrées selon la troisième. En règle générale les modèles bidimensionnels de la littérature sont des modèles intégrés sur la verticale mais il existe des modèles dont les deux directions principales sont l'axe vertical et l'axe amont-aval, ces modèles sont dits 2D verticaux (Larnier, 2010). Les modèles 2D sont par exemple utilisés pour une modélisation effective de phénomènes hydrodynamiques locaux plus complexes tels que les confluences, défluences, les écoulements dans les plaines d'inondation (Finaud-Guyot, 2009).

Enfin des modèles tri-dimensionnels peuvent être mis en place pour modéliser des écoulements à surface libre en lits composés mais une paramétrisation de la turbulence et un repérage de l'interface sont nécessaires et les coûts de calcul peuvent être élevés.

Ces travaux de thèse s'intéressent aux écoulements en rivières représentés en 1D ce qui permet une bonne adéquation entre complexité de modélisation, densité et précision des données disponibles. Le problème majeur de ces modèles réside dans la détermination des paramètres de rugosité, de bathymétrie et de débit. Depuis quelques années pour pallier ce manque d'information auquel se heurte la modélisation hydraulique et qui rend la tâche de calage plus difficile, l'intégration de données issues de la télédétection en s'appropriant des techniques d'assimilation de données s'est développée (Roux, 2004). Le calage d'un modèle consiste à ajuster les paramètres du modèle par comparaison de variables d'état simulées (niveaux d'eau et/ou débit) et observées ce qui en réalité représente un problème inverse.

La section suivante présente un bref état de l'art sur la résolution de problèmes inverses à partir de données télédéteectées. On verra que l'inférence simultanée du débit, de la bathymétrie et de la friction à partir de données altimétriques peu denses et incertaines représente un problème inverse très difficile.

### **1.5.3 État de l'art des problèmes (inverses) en hydraulique spatiale - fusion modèles-données**

Les données télédéteectées d'écoulements à surface libre peuvent permettre de mieux contraindre des problèmes inverses hydrodynamiques. Tel qu'évoqué en section 1.5.2.1, parce que les modèles hydrologiques globaux ne disposent généralement pas de représentations fines des réseaux de drainage et de l'hydrodynamique fluviale il est difficile d'assimiler directement des observations des variations d'étendue des surfaces en eau et d'altitude des surfaces libres. Pour cette raison la résolution d'un problème inverse en hydrologie passe nécessairement par une représentation des phénomènes hydrauliques locaux.

#### **1.5.3.1 Modèles hydrauliques**

Dans la communauté de l'hydraulique fluviale, les méthodes d'assimilation de données les plus employées sont basées sur des algorithmes séquentiels tels que le filtre de Kalman et ses variantes. Plusieurs études ont été réalisées pour des biefs simples basés soit sur les équations de Saint Venant 1D (Roux and Dartus, 2006; Ricci et al., 2011, cf. chapitre 2), soit sur un modèle d'onde diffusante (Munier et al., 2015, cf. chapitre 2), ou encore pour des réseaux de drainage complets décrits avec des modèles hydrologiques large échelle et des modèles de routage simplifiés (par exemple Paiva et al., 2013; Yoon et al., 2012; Emery et al., 2018) Dans ces études, les algorithmes d'assimilation de données permettent de corriger le débit amont mais aucune étude ne traite le difficile problème d'estimation du triplet inconnu débit-bathymétrie-friction (cf. Larnier et al., 2018).

L'assimilation de données variationnelle (AVD), approche très utilisée en océanographie et en météorologie, semblerait être une approche appropriée pour résoudre des problèmes inverses en hydraulique fluviale. L'AVD est basée sur le contrôle optimal de modèles d'écoulements dynamiques (Le Dimet and Talagrand, 1986; Cacuci et al., 2013). Basées sur la minimisation de l'écart aux observations, ces méthodes visent à combiner de manière optimale au sens des moindres carrés, le modèle, les observations et potentiellement des informations statistiques à priori.

Dans certaines circonstances il est possible d'inférer des paramètres d'entrée inconnus tels que les conditions aux limites (ex. débits amont), les termes source (ex. apports latéraux) ou les paramètres (ex. rugosité) et/ou les termes de forçage. Parmi les premières études d'assimilation de données variationnelle pour des modèles hydrauliques on peut citer Panchang and O'Brien (1989); Chertok and Lardner (1996); Sanders and Katopodes (1999) puis Bélanger and Vincent (2005) ainsi que Honnorat et al. (2006); Castaings et al. (2006); qui identifient les débits entrants dans un modèle de rivière Shallow Water 2D.

Seules quelques études s'intéressent au problème de l'identification du set complet d'inconnues débit, bathymétrie et friction. L'identification d'un hydrogramme de débit peut cependant être très difficile voire impossible selon les régimes d'écoulement observés, l'adéquation entre la densité spatio-temporelle d'observations et la dynamique de l'écoulement, les erreurs d'observations potentiellement instationnaires.

À partir d'observations in situ de hauteurs d'eau de quelques stations de la rivière des Perles en Chine, les hydrogrammes amont et latéraux d'un modèle 2D (DassFlow2D) sont identifiés par Honnorat et al. (2006). Cependant encore une fois la bathymétrie et la rugosité sont données. Dans leurs études Gejadze and Monnier (2007) et Marin and Monnier (2009) infèrent les débits amont et les apports latéraux en superposant des zooms 2D locaux sur un modèle de Saint-Venant 1D. L'inférence par AVD du triplet (débit, frottement, bathymétrie) a été investigué par Honnorat et al. (2009) et Honnorat et al. (2010) à partir d'observations lagrangiennes (trajectoires de surface) (DassFlow 2D). L'assimilation de niveaux d'eau distribués sur une plaine d'inondation (à partir d'une seule image SAR) et une série partielle de hauteurs d'eau in situ est investigué dans Lai and Monnier (2009), et Monnier et al. (2016) qui présentent des cartes de sensibilité dérivées à l'aide de l'adjoint de DassFlow 2D pour une crue et qui permettent de mieux comprendre l'écoulement modélisé et les sensibilités aux différents paramètres.

Ces études sont conduites dans un contexte de données altimétriques parfaites et denses en comparaison aux fréquences temporelles et variabilités spatiales des phénomènes hydrodynamiques (non linéaires) en jeu (Brisset et al., 2018; Larnier et al., 2018). Cependant l'inférence simultanée du débit, de la bathymétrie et de la friction à partir de données altimétriques peu denses et incertaines représente un problème inverse extrêmement difficile

et non résolu du fait de l'important problème d'équifinalité entre la bathymétrie et la friction (Brisset et al., 2018).

En conclusion, l'assimilation variationnelle de données télédéteectées (SWOT synthétiques) appliquée aux équations de Saint-Venant a démontré des capacités d'inférer de manière précise et robuste un débit entrant. Cependant aucune étude n'a résolu le problème d'équifinalité (couple bathymétrie-friction) ni celui de la quantification de la prédictivité des méthodes (robustesse et précision). Une méthode récente basée sur les modèles de basse complexité appliquée aux bathymétries et frictions inférées par AVD est proposée dans Larnier et al. (2018). Elle permet de raffiner les bathymétries en vue d'une utilisation opérationnelle dans les segments sol pour la mission SWOT et multisatellites altimétriques.

### 1.6 Visibilité des signaux hydrauliques par satellites

Sur la base d'observations actuelles (données et échelles) des cours d'eau par satellites, à notre connaissance, seulement quelques études à caractère hydraulique des profils de surface des rivières ont été proposées. O'Loughlin et al. (2013) proposent la première caractérisation hydraulique d'écoulement en rivière utilisant principalement des observations télédéteectées. Les auteurs étudient 1600km du fleuve Congo et détectent des potentielles sections de contrôle (cf. chapitres 2 et 3) dues à des variations de largeur. À partir d'images Landsat un masque des surface en eau d'une résolution de 30m a été créé et à partir duquel les largeurs effectives des rivières et le nombre de canaux et d'îles ont été déterminés. Les pentes de la surface libre ont été estimées à partir d'observations ICESat pour trois périodes différentes. Dans cette étude les auteurs ont constaté que la pente de la surface libre variait considérablement dans l'espace mais relativement peu dans le temps. Cinq contractions du canal qui jouent un rôle important dans la dynamique globale du fleuve Congo ont été identifiées. Une estimation des longueurs de contrôles - longueurs sur lesquelles les variables de l'écoulement sont modifiées (voir section 3.4) - dues aux contractions de largeur est proposée. Ces profils de pente de surface libre sont calculés sur la base de données spatio-temporellement hétérogènes, comprenant 280 observations (spatiales/temporelles) avec un écart spatial minimum d'environ 25km et un écart moyen d'environ 50km.

Garambois et al. (2017) analysent les variabilités spatio-temporelles de la surface libre d'un écoulement sur un tronçon non jaugé du fleuve Xingu (affluent du fleuve Amazone). Ce bief s'étend sur 100km et est traversé plus de dix fois par une trace ENVISAT. Dans cet étude le concept de visibilité hydraulique est introduit. Ce concept décrit le potentiel d'observation des variabilités hydrauliques, c'est à dire des non-linéarités spatio-temporelles des surfaces et de la signature hydrodynamique des sections de contrôle, d'un tronçon

de rivière ou d'un réseau à partir de données télédéteçtées. Dans cette étude les auteurs mettent en évidence la variabilité temporelle de la pente de la surface libre (cf. figure 1.27.a,c) et l'analyse du profil longitudinal de la hauteur de la surface libre et de sa pente (cf. figure 1.27.b,d) a permis aux auteurs de détecter le présence d'une singularité géométrique dans le fond du canal. Sur la base des mesures télédéteçtées les auteurs montrent donc qu'une section de contrôle hydraulique pourrait être mise en évidence à partir de la variabilité spatio-temporelle de la surface libre observée depuis l'espace.

Ces études restent cependant limitées par la faible couverture spatio-temporelle qu'offrent les mesures actuelles par satellites ce qui empêche une analyse hydraulique plus approfondie, et ce par exemple en terme de courbure de la surface libre. Néanmoins ces constatations mettent en lumière la possibilité de caractériser certains comportements hydrauliques depuis l'espace. L'amélioration de la résolution spatio-temporelle (telle que promise par la mission SWOT, cf. section 1.4.3) et de la précision des données télédéteçtés devrait permettre une meilleure observation des non uniformités hydrauliques et offre des perspectives prometteuses pour la caractérisations hydraulique des écoulements des cours d'eau depuis l'espace.

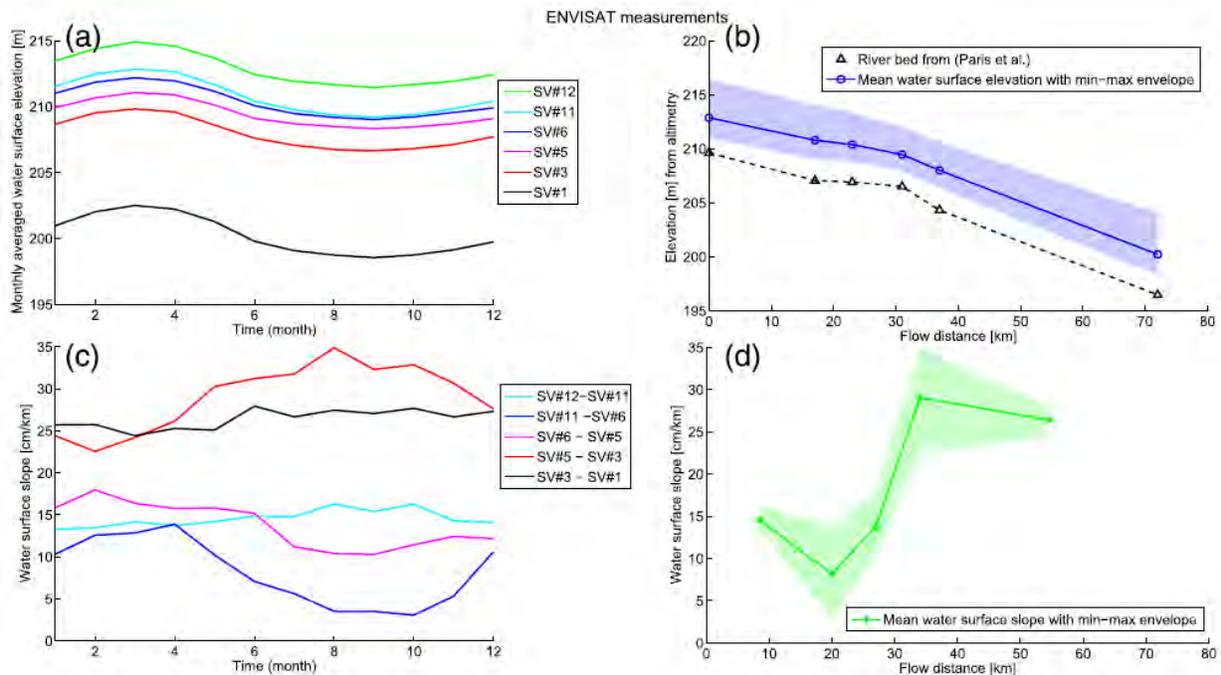


FIGURE 1.27 – Analyse des mesures des six stations virtuelles ENVISAT sur le bief du Xingu : a) Moyennes mensuelles de l’élévation de la surface libre pour chaque station virtuelle. b) Vision longitudinale des stations virtuelles (points bleus) superposées au modèle hydraulique de ce bief. c) Moyennes mensuelles de la pente de la surface libre pour chaque station. d) Pente de la surface libre en espace (minimum, maximum et moyenne).

## 1.7 Synthèse du contexte et objectifs de la thèse

L’accès au débit fluvial spatialisé, sur tout un réseau hydrographique, de l’échelle locale à l’échelle régionale et globale est primordial pour comprendre et prédire les dynamiques des flux hydriques sur les surfaces continentales et aux zones d’interfaces. Les approches classiques, que ce soit en hydrologie de bassin ou en hydraulique fluviale, combinent divers types d’observations des variables d’état et notamment celles de l’écoulement dans le réseau hydrographique (débit, section d’écoulement), des propriétés du support des écoulements et des modèles de complexité variée.

Le potentiel d’observation croissant des hydrosystèmes offert par la télédétection depuis une vingtaine d’années vient compléter l’observabilité hydrométrique in situ, en déclin

dans certaines régions. Ainsi, les mesures acquises par satellites ont permis des avancées intéressantes pour l'étude des hydrosystèmes continentaux tel que la mesure des altitudes des surfaces libres, les étendues inondées sur de grandes plaines d'inondation, des changements des distributions des masses d'eau à grande échelle ou encore pour la possibilité de caractériser des comportements hydrauliques depuis l'espace.

Quelques études récentes ont présenté des méthodes pour l'estimation du débit à partir d'observations altimétriques des variabilités des surfaces libres. Le problème reste cependant « mal posé » et difficile à contraindre selon la quantité « d'observables », d'informations aprioris et donc d'inconnues; notamment concernant la bathymétrie et la friction qu'il n'est pour l'instant pas possible de déduire d'observations de surface (et donc télé-détectées).

La future mission SWOT d'altimétrie large fauchée devrait permettre une visibilité quasi globale de portions de lignes d'eau de rivières plus larges que 100m avec une à sept revisites par cycle de 21 jours pour les latitudes comprises entre 70°N/S. Les produits prévus à partir des mesures de la mission sur les cours d'eau à l'échelle globale visent la détermination de caractéristiques hydrauliques de surface libre (altitude, pente, largeur au miroir), la segmentation du réseau hydrographique en biefs et des estimations de débit. À la différence des mesures quasi-ponctuelles et relativement peu denses en espace et en temps qu'offre l'altimétrie actuelle, le satellite SWOT permettra d'améliorer la visibilité des profils longitudinaux des surfaces libres et apportera des mesures de largeurs au miroir référencées verticalement.

Dans un contexte de développement de la mesure altimétrique (classique et large fauchée) sur les surfaces en eau continentales et en particulier les réseaux hydrographiques, cette thèse vise à améliorer le passage des signaux de surface dits « observables » (par télédétection ou non); tels que l'altitude, la pente, la courbure ou la largeur de la surface libre des cours d'eau; vers les estimations de débit et la modélisation hydraulique. Les questions suivantes seront étudiées :

- Quel est le potentiel de caractérisation des comportements hydrauliques à partir d'observations des variabilités de surface libre (télédéetectées ou non) de l'échelle locale à l'échelle d'un réseau hydrographique?
- Comment l'échelle spatiale et temporelle des signaux de surface peut-elle affecter la visibilité hydraulique et quelles échelles sont pertinentes pour la modélisation directe et inverse?
- Quelles variables hydrauliques clés peut-on estimer à partir « d'observables » seuls en vue d'établir des contraintes physiques pour une meilleure estimation du débit?

Ces concepts physiques ont permis de proposer des méthodes permettant d'apporter des éléments de réponse à deux problématiques liées aux observations de la future mission SWOT :

- Quelle approche physique pour un découpage visant à préserver l'information hydraulique contenue dans les signaux de surface et qui soit adaptée aux échelles d'observation de la télédétection ?
- Quelle méthode pour réduire le bruit de mesure des « produit rivières » issus des mesures SWOT 1D (altitude, pente et courbure de la surface libre) ?

Ce mémoire de thèse est organisé en 6 chapitres. On a présenté dans ce chapitre une synthèse bibliographique à la confluence de l'hydraulique vue de l'échelle locale à celle des réseaux hydrographiques et de la télédétection ainsi que les objectifs de ce travail. Le second chapitre détaille les modèles physiques d'écoulements à surface libre qui seront utilisés dans cette thèse. Une caractérisation de comportements hydrauliques et leur visibilité à partir des signaux de surface est étudiée au chapitre 3. Sur la base de ces caractérisations et des marqueurs mis en avant, une méthode de segmentation des profils de surface libre est proposée au chapitre 4. Une méthode de « débruitage hydraulique » visant à réduire le bruit de mesure est proposée au chapitre 5 et enfin des méthodes visant à identifier (qualitativement et quantitativement) des variables hydrauliques clés à partir « d'observables » seuls sont proposées au chapitre 6.

## Chapitre 2

# Modèles 1D d'écoulements à surface libre

Ces travaux de thèse s'intéressent aux écoulements de rivières, i.e. présentant une interface entre l'eau et l'atmosphère. La position de cette interface liée au tirant d'eau de l'écoulement est libre de varier et est notamment influencée par les variabilités du débit (variabilités hydrologiques), les caractéristiques géométriques des canaux ou encore par les pertes de charges dues à la rugosité du canal. Ces variations spatiales et temporelles, non linéaires, du profil longitudinal et transversal de la surface libre des cours d'eau sont de mieux en mieux observées à l'aide de satellites permettant de contraindre des modèles hydrauliques directs et inverses (cf. chapitre 1).

Un modèle hydraulique est une représentation simplifiée d'un système réel et permet de décrire la manière dont la vitesse de l'écoulement s'adapte au canal (courbure du chenal, asymétrie des berges, ondulations du lit, etc...). Pour la modélisation des écoulements de rivière, notamment dans un contexte d'utilisation de données télédéteectées, une représentation 1D filaire est relativement pratique et largement employée (cf. chapitre 1). Cette représentation mono-dimensionnelle des écoulements fournit de bons résultats pour des écoulements débordant peu du lit mineur (Weber and Menendez, 2004). Lorsque le débordement est important ces résultats restent tout de même satisfaisants à condition que la plaine d'inondation ne présente pas de trop fortes singularités (Roux, 2004). Cette représentation repose sur une description simplifiée des caractéristiques géométriques du cours d'eau et de l'écoulement à surface libre (Chow, 1959; Carlier, 1982). Dans cette thèse les écoulements seront donc représentés par une modélisation hydraulique 1D, qui tel qu'on l'a vu au chapitre 1 est bien adaptée à l'utilisation de données altimétriques.

En premier lieu les principales caractéristiques géométriques des canaux pour la modélisation filaire sont présentées (cf. section 2.1). Les équations de Saint-Venant complètes

(cf. section 2.2) puis les grands principes de l'hydraulique à surface libre (cf. section 2.3) utiles à l'élaboration et à la compréhension des résultats de cette thèse sont présentés. Enfin les simplifications usuelles des équations de Saint-Venant (cf. sections 2.4 et 2.5) utilisées dans ces travaux sont détaillées. On notera qu'afin d'alléger les écritures des variables et des équations, les dépendances spatiales et temporelles sont omises et ne sont utilisées que lorsque cela facilite la compréhension.

## 2.1 Caractéristiques géométriques des canaux

L'approche unidimensionnelle des canaux suppose que les composantes verticales et transversales peuvent être négligées. Ainsi, tous les paramètres géométriques sont fonction uniquement de l'abscisse curviligne et/ou du temps. Il existe donc une direction privilégiée de l'écoulement appelée axe de l'écoulement qui est utilisée pour définir l'abscisse curviligne d'un canal (généralement notée  $x$ ). Par convention l'abscisse est définie dans le sens « normal » (i.e. de l'écoulement, de l'amont vers l'aval) même si certaines conditions hydrauliques particulières (notamment l'effet de la marée) peuvent induire temporairement des vitesses négatives (et donc un écoulement instantané de l'aval vers l'amont). La géométrie du canal est définie par une succession de profils en travers (sections perpendiculaires à l'axe d'écoulement) décrivant la variabilité de la géométrie avec la coordonnée verticale (notée  $z$ ). Les paramètres transversaux généralement employés pour décrire la géométrie de la section en travers et l'écoulement pour tout point  $x$  sont (cf. figure 2.1) :

- La section en travers qui correspond à la géométrie du canal dans la direction normale à l'axe de l'écoulement. On dira qu'un canal est prismatique si la géométrie de la section en travers est indépendante de l'abscisse et ce sans préjugé d'une éventuelle variabilité de la hauteur d'eau  $h$ .
- La côte de fond  $Z_b [m]$  est définie comme l'altitude du radier (point d'une section de profondeur maximale). La pente de fond représente l'inclinaison du canal dans la direction de l'écoulement  $I = -\partial_x Z_b [m.m^{-1}]$  qui est par convention définie positivement pour une altitude décroissante dans le sens de l'abscisse curviligne.
- La surface mouillée (ou aire hydraulique)  $A_h [m^2]$  représente la superficie occupée par le fluide dans une section en travers du canal.
- Le périmètre hydraulique ou périmètre mouillé  $P [m]$  est la longueur de contact entre la surface mouillée et les parois de la section.
- Le rayon hydraulique  $R_h$  exprime le rapport entre la surface et le périmètre mouillés  $R_h = A_h/P_h [m]$ .
- L'altitude de la surface libre  $Z = h + Z_b$  où  $h$  est la profondeur de l'écoulement (ou tirant d'eau) définie entre la surface libre et le radier  $Z_b [m]$ .

- La largeur au miroir (ou largeur superficielle)  $W$  [m] est la longueur de contact entre la surface mouillée et l'air au dessus. La largeur au miroir traduit la variabilité de la surface mouillée avec la hauteur d'eau :  $W = dA_h/dh$ .

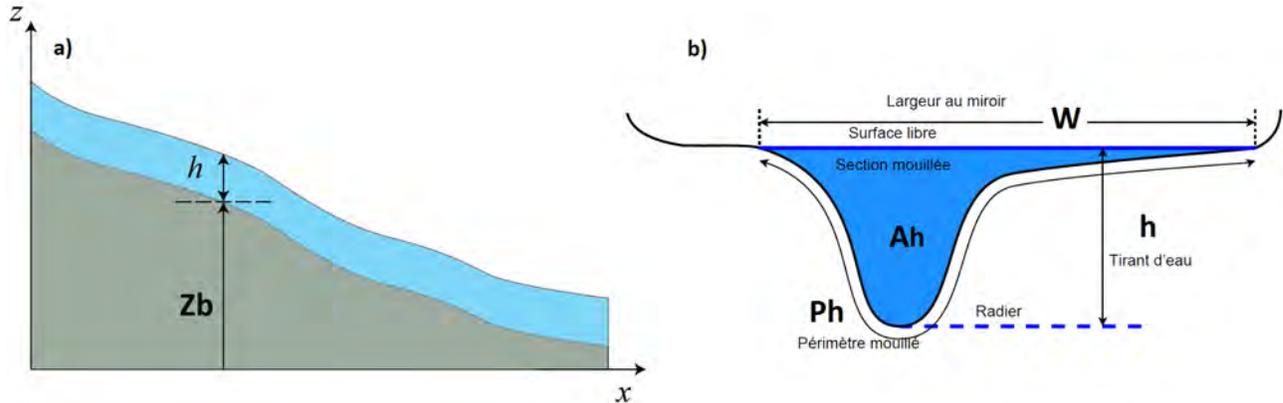


FIGURE 2.1 – Géométrie d'un canal et variables d'écoulement (Finaud-Guyot and Garambois, 2016).

## 2.2 Modèle 1D Saint-Venant complet

Les écoulements à surface libre sont communément décrits par les équations de Barré de Saint-Venant issues de l'intégration sur la section d'écoulement des équations de Navier-Stokes. Ces dernières traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement (ici écrite pour un fluide newtonien, d'après Guyon et al., 2012) :

Équation de conservation de la masse :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \mathbf{V}) = 0 \quad (2.1)$$

Bilan de quantité de mouvement :

$$\rho \frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + \rho (\mathbf{V} \cdot \text{grad}) \mathbf{V} = \rho \mathbf{f} - \text{grad} p + \eta \Delta \mathbf{V} \quad (2.2)$$

Avec  $\rho$  la masse volumique du fluide,  $\mathbf{V}$  le champs de vitesse Eulérien,  $\mathbf{f}$  la force en volume appliquée à l'unité de masse du fluide (telle que la pesanteur dans le cas d'un écoulement à surface libre) et  $\eta$  le coefficient de viscosité.

- Le premier terme du membre de gauche représente l'accélération d'une particule fluide due à la variation explicite de sa vitesse avec le temps dans un repère eulérien fixe;

- le second terme du membre de gauche correspond à la variation de vitesse associée à l'exploration du champs de vitesse par la particule de fluide au cours de son mouvement. Cette accélération sera présente même dans un champs de vitesse stationnaire;
- le premier terme du membre de droite regroupe l'ensemble des forces volumiques appliquées à l'écoulement;
- le deuxième terme du membre de droite représente les forces de pression;
- enfin le dernier terme du membre de droite correspond aux forces de viscosités.

Les hypothèses permettant de dériver le système d'équations de Saint-Venant depuis les équations de Navier-Stokes (cf. équations 2.1 et 2.2) sont les suivantes (Chow, 1959; Roux, 2004) :

- Le fluide est supposé incompressible.
- La pente du lit du canal est douce et le fond est fixe.
- L'écoulement est mono-dimensionnel suivant l'axe  $x$ .
- Les variables descriptives de l'écoulement (cote de la surface libre et vitesse) sont uniformes sur toute la section d'écoulement.
- Les dimensions verticales sont faibles par rapport aux dimensions horizontales.
- Les variations longitudinales de l'écoulement sont suffisamment lentes pour pouvoir considérer que la répartition de pression est hydrostatique.
- Les pertes par frottements  $J$  peuvent être calculées à l'aide des formules d'écoulement uniforme traditionnelles comme l'équation de Manning-Strickler (cf. section 2.4.1).
- L'axe de l'écoulement est considéré comme étant une ligne droite, c'est-à-dire que le rayon de courbure de l'axe du cours d'eau est très grand.

Sur la base de ces hypothèses les équations de Saint-Venant 1D s'écrivent telles que :

$$\frac{\partial A_h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = qlat \quad (2.3)$$

$$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A_h} \right)}_{\text{Inertie}} + \underbrace{gA_h \frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{Pression}} = \underbrace{gA_h I}_{\text{Forcemotrice}} - \underbrace{gA_h J}_{\text{Frottements}} + \underbrace{u_{lat} qlat}_{\text{Apports latéraux}} \quad (2.4)$$

avec  $A_h$  l'aire hydraulique en  $[m^2]$ ,  $Q$  le débit en  $[m^3.s^{-1}]$ ,  $h$  le tirant d'eau en  $[m]$ ,  $I$  la pente du fond définie telle que  $I = -\partial_x Z$  en  $[m.m^{-1}]$ ,  $J$  les pertes de charges dues aux frottements

en  $[m.m^{-1}]$ ,  $u_{lat}$  en  $[m.s^{-1}]$  et  $q_{lat}$  en  $[m^3.s^{-1}.m^{-1}]$  représentant respectivement la vitesse et le débit de l'apport latéral. Les deux premiers termes de l'équation (2.4) sont les termes inertiels qui reflètent la variabilité temporelle du débit et l'accélération convective liées à la géométrie du canal, le troisième terme de l'équation (2.4) est le gradient de pression hydrostatique. Les termes de droite, appelés termes sources, représentent la force motrice due à la gravité, la dissipation d'énergie par frottements et les apports latéraux.

## 2.3 Régimes d'écoulement et contrôle hydraulique

Un écoulement est dit permanent (ou stationnaire) si la vitesse  $U$  et la profondeur  $h$  restent invariables dans le temps, en grandeur et en direction. Si la vitesse d'écoulement et/ou la profondeur varient dans le temps le régime est dit transitoire.

Si l'écoulement dans le canal est uniforme en espace l'équation de conservation de la masse (cf. équation 2.1) implique qu'un tel écoulement soit permanent et donc la vitesse  $U$  et la profondeur  $h$  restent invariables en temps et en espace, on parle alors de régime permanent uniforme (RPU). Dans ce cas la profondeur de l'écoulement est dite normale, elle est notée  $h_n$  et reflète l'équilibre entre la pression sur le fond, les parois et la force de frottement.

Un écoulement à surface libre peut être fluvial ou torrentiel, ces régimes sont caractérisés par le nombre de Froude tel que  $Fr = \sqrt{\frac{Q^2 W}{g A_h^3}}$  (ex. Ancey, 2018). Ce nombre adimensionnel compare la vitesse moyenne de l'écoulement à celle des ondes de pression. Lorsque  $Fr = 1$  la profondeur de l'écoulement est dite critique et notée  $h_c$ . Lorsque  $Fr < 1$  le régime d'écoulement est fluvial et caractérisé par de faibles vitesses et une forte hauteur d'eau et lorsque  $Fr > 1$  l'écoulement est dit torrentiel et est caractérisé par de fortes vitesses et de faibles hauteurs d'eau.

Dans le cas où les variables hydrauliques varient dans l'espace l'écoulement est contrôlé à l'amont en torrentiel, ou à l'aval en fluvial. Ce contrôle apparaît au niveau d'une section d'écoulement particulière, induisant potentiellement une hydrodynamique plus complexe (appelée zone « rapidement/ brusquement variée » en 1D), telle qu'un ouvrage hydraulique (vanne, seuil, ponts, etc) ou une forte rupture de pente. Dans les approches physiques 1D de tels contrôles imposent une loi hauteur-débit où  $Fr = 1$  (passage de fluvial vers torrentiel); remarquons qu'un ressaut hydraulique (passage de torrentiel vers fluvial) n'est pas un point de contrôle.

Les grandeurs de l'écoulement évoluent depuis leurs valeurs imposées au niveau des sections de contrôles vers celles d'un écoulement normal (régime permanent uniforme  $h = h_n$ ). Cette adaptation, sur une distance appelée « *remous hydraulique* », se fait de l'aval

vers l'amont en écoulement fluvial et vice versa en torrentiel. La géométrie et la friction sont les paramètres influençant cette adaptation, prise en compte dans les termes sources de l'équation 2.12. Dans ces zones de transitions l'écoulement est dit non uniforme graduellement varié. C'est à ces zones « *d'influences hydrauliques* », que l'on s'intéresse dans cette thèse.

Une section « *d'influences hydrauliques* » est définie comme la section qui perturbe l'écoulement et peut être due à des variations de forme et/ou de rugosité du canal et/ou de quantité de masse d'eau (Samuels, 1989). Localement l'équilibre énergétique de l'écoulement est perturbé et la profondeur  $h$  de l'écoulement dévie par rapport à la profondeur normale  $h_n$ . En régime fluvial, au droit d'une section « *d'influences hydrauliques* » la déviation de la profondeur  $h$  de l'écoulement par rapport à la profondeur normale  $h_n$  est notée  $\eta_0$  (cf. figure 2.2). L'écoulement est influencé depuis la section de contrôle vers l'amont sur une distance notée  $L_C$  et on note  $\eta$  l'écart à  $h_n$  sur cette longueur.

Par soucis de pratique et parce que cette terminologie est largement employée (cf. O'Loughlin et al., 2013 ; Garambois et al., 2017 ; Frasson et al., 2017) nous dirons que l'écoulement est contrôlé lorsque il est « *hydrauliquement influencé* » et nous appelons section de contrôle les zones de gradient géométrique, hydrologique ou de rugosité qui modifient les conditions hydrauliques de l'écoulement.

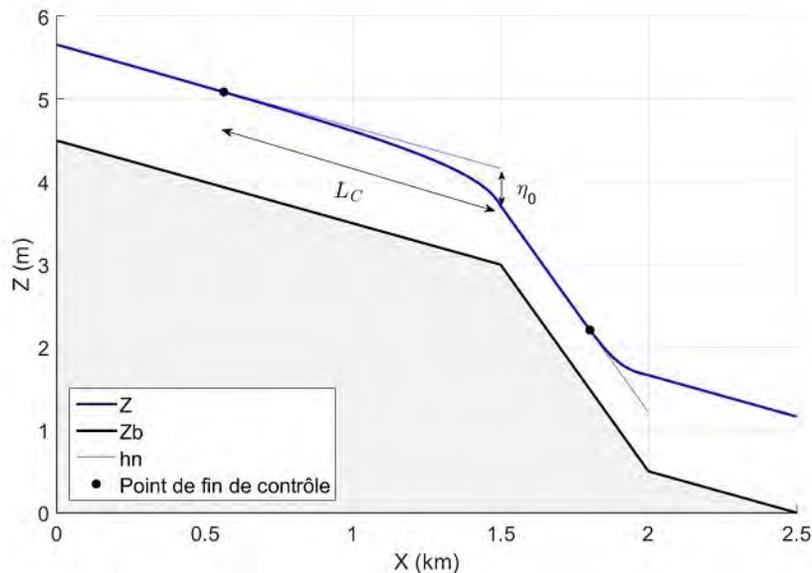


FIGURE 2.2 – « *Influences hydrauliques* » dues à deux ruptures de pentes.

## 2.4 Modèles hydrauliques 1D en régime permanent

En réalité les écoulement permanents sont relativement rares. Néanmoins lorsque les variations temporelles sont suffisamment lentes à l'échelle d'étude il est possible de décrire l'écoulement comme une succession de régimes permanents ou quasi-permanents.

### 2.4.1 Régime permanent et uniforme

En régime permanent et uniforme la vitesse  $U$  et la profondeur  $h$  restent constants en temps et en espace. Ce cas de figure relativement simple à reproduire en canal expérimental a permis d'établir une relation empirique entre les paramètres géométriques du canal et la vitesse moyenne de l'écoulement (Roux, 2004). La première loi a été émise par Chézy en 1775 (Carlier, 1982) :

$$U = C_h \sqrt{R_h I} \quad (2.5)$$

Avec  $C_h$  en  $[m^{1/2}.s^{-1}]$  le coefficient de Chézy qui dépend des paramètres géométriques et hydrauliques de l'écoulement. Parmi les nombreuses expressions du coefficient  $C_h$  proposée la plus courante est celle de Manning :

$$C_h = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \quad (2.6)$$

Où  $n$  en  $[m^{-1/3}.s]$  est le coefficient de rugosité de Manning. Cette définition a permis de définir la loi communément appelée loi de Manning :

$$U = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (2.7)$$

A partir des éléments constitutifs des parois des canaux, Strickler a cherché à déterminer la valeur du coefficient  $n$  en définissant la loi de Manning-Strickler :

$$U = K R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (2.8)$$

avec  $K = 1/n$  le coefficient de Strickler en  $[m^{1/3}.s^{-1}]$ .

### 2.4.2 Régime graduellement varié

Les variations spatiales de l'écoulement sont tellement lentes que l'écoulement peut être assimilé à une succession de régime uniformes. Dans ce cas les équations de Saint-Venant (équations (2.3) et (2.4) ) deviennent :

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ I = J \end{cases} \quad (2.9)$$

En introduisant la loi de Manning-Strickler (équation 2.8) et la définition du débit  $Q = UA_h$  on obtient :

$$J = \frac{Q^2}{K^2 A_h^2 R_h^{4/3}} \quad (2.10)$$

### 2.4.3 Régimes permanents sans apports de masse

Ce système d'équations sera utilisé pour les biefs dont l'écoulement n'est perturbé ni par des apports ou pertes de masses d'eau  $q_{lat} = 0$  et en régime permanent. Les variations temporelles de l'écoulement sont négligées car elles sont soit considérées comme très faible, soit parce qu'elles varient lentement dans le temps et donc permettent de supposer une succession de régimes permanents, soit parce qu'elles sont nulles. Dans ce cas les équations de Saint-Venant (équations (2.3) et (2.4) ) deviennent :

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A_h} \right) + g A_h \frac{\partial h}{\partial x} = g A_h (I - J) \end{cases} \quad (2.11)$$

En développant  $\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A_h} \right)$  et en introduisant le nombre de Froude  $Fr = \sqrt{\frac{Q^2 W}{g A_h^3}}$  on obtient :

$$-\frac{Fr^2}{W} \frac{\partial A_h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = I - J \quad (2.12)$$

Pour aller plus loin il faut nécessairement introduire une forme analytique de la section en travers. Les formes de section définissable analytiquement et communément employées sont : les sections rectangulaires, triangulaires et paraboliques d'ordre 2 car ce sont les seules pour lesquelles le périmètre est définissable analytiquement.

#### 2.4.3.1 Courbe de remous en canal rectangulaire pour un écoulement permanent et sans apports/pertes de masse

On définit un canal de section rectangulaire tel que  $A_h = Wh$ . En introduisant la définition de  $A_h$  dans l'équation 2.12 on obtient :

$$(1 - Fr^2) \frac{\partial h}{\partial x} = I - J + \frac{Fr^2 h}{W} \frac{\partial W}{\partial x} \quad (2.13)$$

Cette équation est appelée courbe de remous, elle décrit la variabilité du tirant d'eau  $h$  en tout points du domaine pour un écoulement en régime permanent dans un canal rectangulaire et sans apports ou fuites de masse. Cette équation sera utilisée au chapitre 3.

#### 2.4.3.2 Courbe de remous en canal paramétré par une loi puissance pour un écoulement permanent et sans apports/pertes de masse

On définit un canal de section paramétré par une loi puissance (type parabole) tel que  $A_h(h(x, t)) = a(x)h(x, t)^{b(x)}$ . En remarquant (et en omettant les dépendances spatiales et temporelles afin d'alléger les écritures) que  $W = \frac{\partial A_h}{\partial h} = ch^d$  avec  $c = ab$  et  $d = b - 1$ , les variations de section le long du canal s'expriment de la manière suivante :

$$\frac{\partial A_h}{\partial x} = h^b \frac{\partial a}{\partial x} + abh^{b-1} \frac{\partial h}{\partial x} + ah^b \ln(h) \frac{\partial b}{\partial x} \quad (2.14)$$

et donc :

$$\frac{\partial A_h}{\partial x} = h^b \frac{da}{dx} + W \frac{\partial h}{\partial x} + ah^b \ln(h) \frac{db}{dx} \quad (2.15)$$

En introduisant la définition de  $\partial_x A_h$  dans l'équation 2.12 on obtient l'équation de courbe de remous pour un écoulement permanent en canal parabolique et sans apports ou fuites de masse :

$$(1 - Fr^2) \frac{\partial h}{\partial x} = I - J + \frac{Fr^2}{W} h^b \frac{da}{dx} + h \ln(h) \frac{Fr^2}{b} \frac{db}{dx} \quad (2.16)$$

Cette équation sera utilisée au chapitre 4.

#### 2.4.4 Résolution des équations de courbe de remous

Les équations 2.13 et 2.16, qui sont des équations différentielles du premier ordre, se résolvent en imposant les conditions aux limites du débit  $Q$  et du tirant d'eau  $h$ . Tel qu'évoqué en section 2.3 si l'écoulement est fluvial ( $Fr < 1$ ) la condition à la limite sur  $h$  doit être fixée à l'aval du tronçon considéré et dans le cas d'un écoulement torrentiel ( $Fr > 1$ ) elle doit être fixée à l'amont. La résolution de cette équation avec les conditions aux limites

fixée est effectuée au moyen d'algorithmes usuels d'approximation de solutions d'équations différentielles. Les méthodes de résolution généralement employées sont :

- La méthode d'Euler (explicite ou implicite) basée sur l'idée que localement la courbe de la fonction peut être approximée par sa tangente. La méthode utilise la dérivée au point  $x_i$  pour déduire les valeurs  $x_{i+1}$  à partir des valeurs  $x_i$ .
- La méthode de Runge-Kutta d'ordre  $n$  avec  $n = 2; 3; 4$  utilise le même concept sauf que l'intervalle  $[x_i; x_{i+1}]$  est sous divisé en 2, 3 ou 4 afin d'atteindre une plus grande précision.

Dans cette thèse on utilise la méthode de Runge-Kutta avec  $n = 4$  pour résoudre les équations différentielles du premier ordre telles que  $d_x y = f(x, y)$  avec comme condition à la limite  $y(x_0 = 0) = y_0$ . La discrétisation à l'ordre 4 par la méthode de Runge-Kutta se fait de la manière suivante (Butcher, 1987) :

$$\begin{cases} k_1 &= f(x_i, y_i) dx \\ k_2 &= f(x_i + dt/2, y_i + k_1/2) dx \\ k_3 &= f(x_i + dt/2, y_i + k_2/2) dx \\ k_4 &= f(x_i + dt, y_i + k_3) dx \\ y_{i+1} &= y_i + \frac{1}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \end{cases} \quad (2.17)$$

### 2.4.5 Formes de la surface libre des écoulements en régime permanent

La classification hydraulique des écoulements permanents graduellement variés en canal prismatique, à rugosité et débits constants, catégorise les configurations d'écoulement par rapport aux caractéristiques de leurs profils longitudinaux et de celui du fond du canal. On distingue les écoulements dits à pente faible, critique, forte ou adverse (Chow, 1959). Pour chaque classe trois configurations sont possibles en fonction de la position de la hauteur d'eau  $h$  par rapport à la hauteur normale  $h_n$  et la hauteur critique  $h_c$ . La forme de la surface libre va dépendre du type de pente (nulle, négative ou positive) et des position relatives de  $h$ ,  $h_n$  et  $h_c$  :

**Pente nulle :**  $h_n \rightarrow \infty$ , les profils sont de types  $H$ , dans cette configuration deux cas sont possibles :  $h > h_c$  et  $h$  diminue dans le sens de l'écoulement le profil est dit de type  $H_2$  (cf. figure 2.3.2); lorsque  $h < h_c$  et  $h$  augmente dans le sens de l'écoulement le profil est de type  $H_3$  (cf. figure 2.3.3) .

**Pentes négatives :** c'est la configuration la plus physique car l'écoulement s'écoule le long de pentes négatives. La position de  $h_n$  par rapport à  $h_c$  va déterminer si l'on se trouve en régime fluvial, critique ou torrentiel, 9 cas sont ici possibles :

- En régime fluvial lorsque  $h_n > h_c$ , les profils de surface libre sont de classe  $M$ . Si  $h > h_n$  et  $h$  augmente dans le sens de l'écoulement le profil de surface libre est dit de type  $M_1$  (cf. figure 2.3.4),  $M_2$  lorsque  $h_c < h < h_n$  et  $h$  diminue dans le sens de l'écoulement (cf. figure 2.3.5) et  $M_3$  lorsque  $h < h_c$  et  $h$  augmente dans le sens de l'écoulement (cf. figure 2.3.6).
- En régime critique lorsque  $h_n = h_c$ , les profils de surface libre sont dits de classe  $C$ . Si  $h > h_n = h_c$  et  $h$  augmente dans le sens de l'écoulement le profil de surface libre est dit de type  $C_1$  (cf. figure 2.3.7),  $C_2$  lorsque  $h = h_n = h_c$  et  $h$  est constant dans le sens de l'écoulement (cf. figure 2.3.8) et  $C_3$  lorsque  $h < h_n = h_c$  et  $h$  augmente dans le sens de l'écoulement (cf. figure 2.3.9).
- En régime torrentiel lorsque  $h_n < h_c$ , les profils de surface libre sont dits de classe  $S$ . Si  $h > h_c$  et  $h$  augmente dans le sens de l'écoulement le profil de surface libre est dit de type  $S_1$  (cf. figure 2.3.10),  $S_2$  lorsque  $h_n < h < h_c$  et  $h$  diminue dans le sens de l'écoulement (cf. figure 2.3.11) et  $S_3$  lorsque  $h < h_n$  et  $h$  augmente dans le sens de l'écoulement (cf. figure 2.3.12).

**Pentes adverses :** dans ce cas  $h_n$  n'est pas défini les profils sont de type  $A$ . Si  $h > h_c$  et  $h$  diminue dans le sens de l'écoulement le profil est de type  $A_2$  (cf fig. 2.3.14) et si  $h > h_c$  et  $h$  augmente dans le sens de l'écoulement le profil est de type  $A_3$  (cf fig. 2.3.15).

On remarquera que la résolution spatiale du futur satellite SWOT n'observera quasiment pas les cas où  $h_n < h_c$  on focalise donc l'étude sur les cas pentes négatives avec  $h_c < h$  et les pentes adverses (le fond horizontal ne nous intéresse pas).

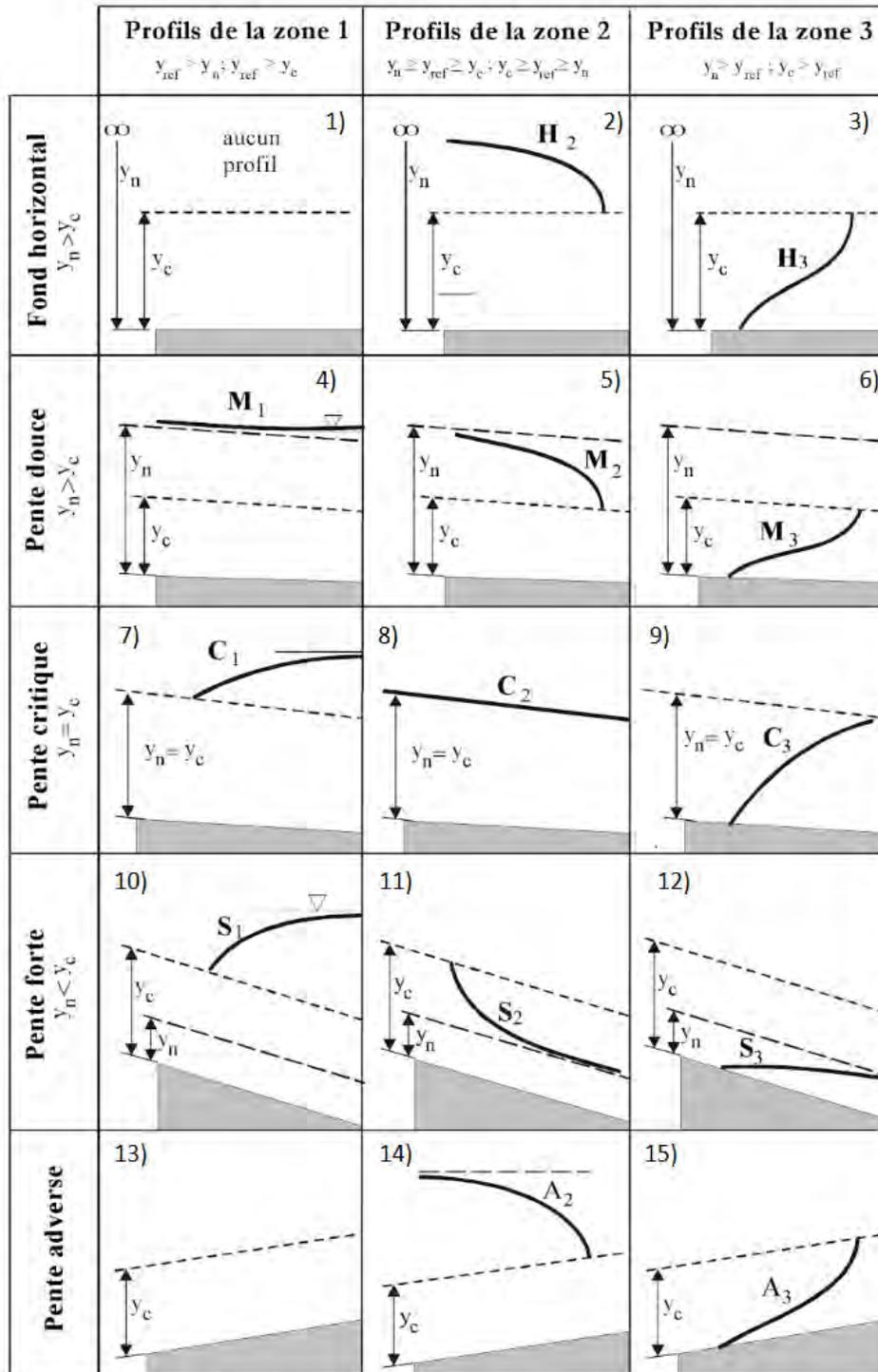


Fig. 5.26 Formes de la surface libre ( $y_{ref}$  = profondeur de référence)

FIGURE 2.3 – Types de profils de surface libre (Bennis, 2007).

## 2.5 Modèles hydrauliques 1D en régime transitoire

### 2.5.1 Régimes transitoires sans apports de masse

Ce système d'équations sera utilisé pour les biefs qui ne sont pas perturbés par des apports ou pertes de masses d'eau  $q_{lat} = 0$ . Dans ce cas les équations de Saint-Venant (équations (2.3) et (2.4)) deviennent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial A_h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A_h} \right) + \underbrace{g A_h \frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{Pression}} \end{array} \right. = \begin{array}{l} 0 \\ \underbrace{g A_h I(x, t)}_{\text{Force motrice}} - \underbrace{g A_h J}_{\text{Frottements}} \end{array} \quad (2.18)$$

### 2.5.2 Propagation d'onde de crue

Lorsque les variations géométriques et temporelles de l'écoulement sont assez lentes la hauteur varie mais cette variation est tellement lente qu'à tout instant, l'écoulement local se comporte comme s'il était en régime permanent uniforme. Dans ce cas on peut négliger les termes inertiels et de pression : on parle d'approximation d'onde cinématique. Si l'amplitude de l'onde est trop importante, il n'est rapidement plus possible de négliger le gradient de pression. Il se produit alors un équilibre entre trois processus : gradient de pression, frottement et force motrice.



FIGURE 2.4 – Crue de la Seine de 1910 à Paris (Ancey, 2018).

### 2.5.2.1 Équation de l'onde cinématique

Même pour des écoulements non permanents uniformes, si les variations dans l'espace et dans le temps sont assez faibles, localement tout se passe comme si l'écoulement était permanent uniforme. C'est par exemple ce qu'il se passe sur les grands fleuves lors de crues (cf. figure 2.4) : le niveau d'eau monte tellement lentement que la vitesse de l'écoulement s'adapte à la hauteur en suivant une loi de régime permanent (Ancey, 2018). On parle d'onde cinématique lorsque  $Fr < 1$  soit en général pour ces écoulements on a  $0.1 < Fr < 1$  (Ancey, 2018, Graf, 1996). Dans ce cas, dans l'équation de quantité de mouvement du système 2.11 (deuxième équation) les termes inertiels et de pression peuvent être négligés et on obtient :

$$\underbrace{gA_h I}_{\text{force motrice}} - \underbrace{gA_h J}_{\text{frottements}} = 0 \quad (2.19)$$

Les pertes de charges par frottements peuvent être calculées à l'aide des formules d'écoulement uniforme traditionnelles comme l'équation de Manning-Strickler telle que  $J = \frac{Q^2}{K^2 A^2 R_h^{4/3}}$ . En remplaçant dans l'équation 2.19 on obtient :

$$U = KR_h^{2/3} I^{1/2} \quad (2.20)$$

La variabilité temporelle des niveaux d'eau est décrite par l'équation de conservation de la masse dans laquelle le débit est calculé avec l'équation (2.19).

L'hypothèse de l'onde cinématique étant fréquemment employée pour représenter la dynamique des crues, on cherche ici à caractériser la vitesse de propagation d'ondes associée à une telle hypothèse. Pour cela il faut nécessairement exprimer le rayon hydraulique  $R_h$  en fonction de  $h$ . L'expression de  $R_h$  a pu être dérivée pour des géométries courantes (section rectangulaire, triangulaire ou parabolique d'ordre 2; cf. Graf, 1996) du fait que pour ces géométries le périmètre hydraulique  $P_h$  est définissable analytiquement.

On souhaite proposer ici une formulation de  $R_h$  pour une section paramétrisée par la loi puissance  $A_h(h) = ah^b$ . Pour une telle section,  $P_h$  n'est pas définissable analytiquement et par définition  $W < P_h < W + 2h$  (cf. figure 2.5).

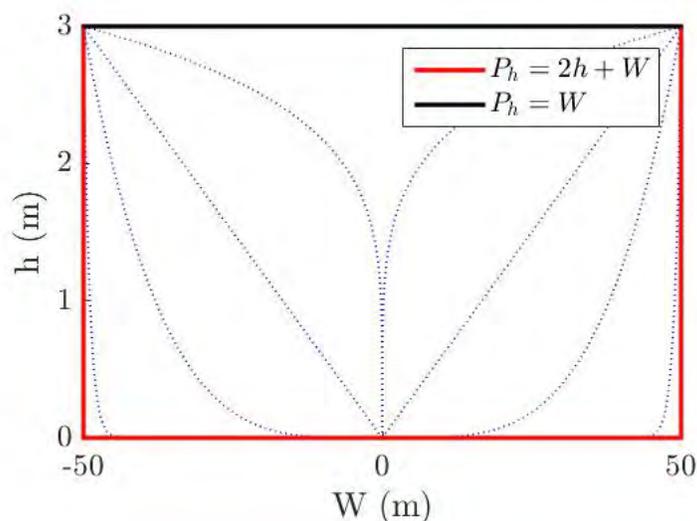


FIGURE 2.5 – Limites du périmètre hydraulique :  $W < P_h < W + 2h$ .

Aux échelles de rivières qui nous intéressent la largeur est supérieur à  $100m$  ce qui implique que  $W \gg h$ . Ainsi il est réaliste de considérer que  $h$  est négligeable devant  $W$  ce qui implique que  $P_h \approx W$ . On peut donc approximer le rayon hydraulique d'écoulements de grands cours d'eau tel que :  $R_h = \frac{A_h}{P_h} \approx \frac{A_h}{W}$ . En introduisant la définition de  $A_h$  et celle de la largeur définies en section 2.4.3.2  $W = abh^{b-1}$  le rayon hydraulique devient :  $R_h \approx \frac{A_h}{W} = \frac{h}{b}$ . En introduisant  $R_h$  dans l'équation 2.20 on obtient :

$$U = Kh^{2/3}b^{-2/3}I^{1/2} \quad (2.21)$$

Pour un canal prismatique ( $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$  constants dans l'espace) et en introduisant l'équation (2.21) dans l'équation (2.3) on obtient :

$$\frac{\partial(ah^b)}{\partial t} + \frac{\partial(ab^{-2/3}KI^{1/2}h^{b+2/3})}{\partial x} = 0 \quad (2.22)$$

$$abh^{b-1}\frac{\partial(h)}{\partial t} + ab^{-2/3}KI^{1/2}(b+2/3)h^{b+2/3-1}\frac{\partial(h)}{\partial x} = 0 \quad (2.23)$$

$$b\frac{\partial(h)}{\partial t} + b^{-2/3}KI^{1/2}(b+2/3)h^{2/3}\frac{\partial(h)}{\partial x} = 0 \quad (2.24)$$

et donc on obtient l'équation de l'onde cinématique (équation d'advection) :

$$\frac{\partial(h)}{\partial t} + \frac{(b+2/3)}{b}U\frac{\partial(h)}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial t} + c_k\frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (2.25)$$

où  $c_k = \frac{(b+2/3)}{b}U$  représente la célérité de propagation de l'onde dans un canal de section paramétré par une loi puissance d'exposant  $b$ . On remarquera que si l'on utilise l'expression de Chézy (2.5) pour estimer la pente de la ligne de charge et en suivant le même raisonnement, on obtient  $c_k = \frac{(b+1/2)}{b}U$ . Le tableau 6.3.2 regroupe les expressions de  $c_k$  pour différentes géométries et pour les formulations de la pente de la ligne de charge exprimée avec la relation de Chézy (2.5) ou de Manning-Strickler (2.10).

	b	Chézy	Manning
Loi puissance d'exposant $b$	$b$	$\frac{(b+1/2)}{b}U$	$\frac{(b+2/3)}{b}U$
Rectangle (Graf, 1996)	1	$3/2U$	$5/3U$
Triangle (Graf, 1996)	2	$5/4U$	$4/3U$
Parabole ordre 2 (Graf, 1996)	$3/2$	$4/3U$	$13/9U$

TABLE 2.1 – Valeurs de  $c_k$  en fonction de la géométrie du canal et de la loi de frottement. Remarque pour : - un rectangle :  $A = Wh$  donc  $b = 1$  ; - un triangle :  $W = ch$ , soit  $d = 1 = b - 1$  et donc  $b = 2$  - une parabole d'ordre 2 :  $h = csteW^2$  et donc  $W = (1/cste h)^{1/2}$  et donc soit  $d = 1/2 = b - 1$  et donc  $b = 3/2$ . On remarquera qu'en introduisant les valeurs de  $b$  correspondantes à ces géométries classiques dans l'expression de  $c_k$  pour une section paramétrée par la une loi puissance d'exposant  $b$  on retrouve bien les valeurs de la littérature.

### 2.5.2.2 Équation de l'onde diffusive

Si l'amplitude de l'onde est trop importante, il n'est rapidement plus possible de négliger le gradient de pression. Il se produit alors un équilibre entre trois processus : gradient de pression, frottement, force motrice. On parle d'onde diffusive, dans ce cas, dans le système d'équation 2.11 les termes inertiels sont négligés et on obtient :

$$\begin{cases} \frac{\partial A_h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial h}{\partial x} = I - J \end{cases} \quad (2.26)$$

On considère une géométrie rectangulaire non variable, en dérivant l'équation de conservation de la masse (1<sup>e</sup> équation du système 2.26) par rapport à  $x$ , en dérivant l'équation de bilan de la quantité de mouvement (2<sup>e</sup> équation du système 2.26) par rapport à  $t$  et en notant  $J = \frac{Q^2}{K^2 A^2 R_h^{4/3}} = \frac{Q^2}{f(h)}$  (cf. Graf, 1996) on obtient :

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t} + \frac{1}{W} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \\ \frac{\partial^2 h}{\partial t \partial x} = - \frac{2Q}{f(h)} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q^2}{f^2} \frac{\partial f}{\partial t} \end{cases} \quad (2.27)$$

En ré-exprimant  $\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{\partial f}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t}$  et en introduisant la définition de l'équation de conservation de la masse (1<sup>e</sup> équation du système 2.26) pour une section rectangulaire non variable on obtient :  $\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{\partial f}{\partial h} \left( -\frac{1}{W} \frac{\partial Q}{\partial x} \right)$  et le système d'équations 2.27 devient :

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t} + \frac{1}{W} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \\ \frac{\partial^2 h}{\partial t \partial x} = - \frac{2Q}{f} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{Q^2}{f^2 W} \frac{\partial f}{\partial h} \frac{\partial Q}{\partial x} \end{cases} \quad (2.28)$$

En combinant les deux équations du système 2.28 on obtient l'équation de l'onde diffusive (équation d'advection-diffusion) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c'_k \frac{\partial Q}{\partial x} + c_D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (2.29)$$

Avec  $c'_k = \frac{Q}{2fW} \frac{\partial f}{\partial h}$  la célérité de l'onde diffusive et  $c_D = \frac{f}{2QW}$  le coefficient de diffusion. Si on considère que  $W \gg h$  on a  $R_h \sim h$  et on obtient  $f = K^2 A^2 R_h^{4/3} = K^2 W^2 h^{10/3}$ , et ainsi

$c'_k = \frac{5}{3}U$ . On remarquera que si l'on utilise l'expression de Chézy (cf. équation 2.5) et en suivant le même développement que précédemment on obtient  $c'_k = \frac{3}{2}U$ .

### 2.5.3 Résolution des équations de Saint-Venant

Les équations de Saint-Venant n'admettent pas de solution analytique (hormis pour des cas simples et/ou faisant appel à des hypothèses simplificatrices, les solutions sont approximées par le biais de méthodes numériques ; Finaud-Guyot, 2009). Il existe plusieurs méthodes numériques qui permettent de calculer les variables de l'écoulement dont les plus utilisées sont de quatre types :

- Les méthodes explicites (ex. schéma d'Euler explicite) où les variables à un nouveau pas de temps sont évaluées à chaque point du maillage par des calculs directs à partir des valeurs déjà connues. L'intérêt de ces schémas est qu'ils sont simples, peu gourmands en ressources informatiques, mais fortement instables à cause de la restriction du pas de temps qui est imposée par la condition de Courant-Friedrich-Lewy (CFL), équation qui assure la stabilité de ces schémas (Abdallah, 2005).
- Les méthodes implicites (ex. schéma de Preissmann), sont des schémas complexes qui nécessitent des méthodes de résolution lourdes (Larnier, 2006). Les variables sont calculées simultanément à un nouveau pas de temps, par la résolution d'un système avec autant d'inconnues que de nœuds du maillage. La stabilité de ces schémas n'est pas conditionnée par la condition CFL, mais par la nature de la solution (Abdallah, 2005). Ces schémas ont l'avantage d'être plus stables. Dans cette thèse les équations complètes de Saint-Venant sont résolues avec le logiciel DassFlow-1D avec un schéma de Preissmann (DassFlow-1D). Les sections transversales sont représentées à l'aide de géométries équivalentes en trapèzes.
- La méthode des caractéristiques, permet de définir les trajectoires le long desquelles se propage l'information et ainsi calculer les variables inconnues (Thual, 2010).
- Méthodes des éléments finis (ex. méthode de Galerkin) dont le principe repose sur la division du domaine en éléments par exemple triangulaires ou quadrilatéraux dans le cas 2D et en des segments dans le cas 1D, et de chercher la solution numérique approchée dans un espace fonctionnel choisi a priori. La solution est donc écrite à l'aide d'une base de fonctions connues sous le nom de fonctions d'interpolations. Du fait qu'on peut choisir autant de nœuds qu'on le souhaite par élément cette méthode offre une bonne précision sur la solution (Abdallah, 2005) mais est gourmande en ressources informatiques (Larnier, 2006).

## 2.6 Conclusion et choix de modélisation

L'objectif de cette thèse est de caractériser des comportements hydrauliques à partir « d'observables » de surface de manière adaptée aux échelles spatio-temporelles des observations satellites. De ce fait les écoulements seront représentés en 1D ce qui permet une bonne adéquation entre complexité de modélisation, densité et précision des données disponibles. Cette approche permettra de reproduire des déformations spatio-temporelles réalistes de la surface des écoulements et ces déformations seront analysées dans un contexte de télédétection. Ainsi le concept de visibilité hydraulique sera finement exploré sur des écoulements modélisés et donc complètement connus.

La complexité des écoulements sera abordée de manière croissante. Dans les chapitres 3 et 4 on se concentrera sur des écoulements en régime permanent (cf. section 2.4.3) qui permettent une approximation réaliste de la capacité d'observation des satellites. Au chapitre 6 un cas test résolvant les équations de Saint-Venant complètes (sans apports) sera implémenté en régime non permanent (cf. section 2.5.1) et les propagations d'ondes de crues seront analysées au travers des équations simplifiées de propagation d'onde.



## Chapitre 3

# Visibilité des comportements hydrauliques à partir « d'observables » de surface

Les nouvelles technologies d'observation, notamment satellitaires, permettent des mesures de plus en plus fines des surfaces en eau continentales. Elles ont récemment permis d'observer les variabilités longitudinales des profils de surface libre des cours d'eau soit de manière très hétérogène en temps et en espace (altimétrie actuelle, cf chapitre 1) soit de manière très résolue (spatialement avec les GPS, cf chapitre 1) mais pour seulement quelques cours d'eau sur la planète. Bientôt, la future mission satellitaire SWOT promet de mesurer les variabilités spatio-temporelles des surfaces des cours d'eau sur une partie importante des réseaux hydrographiques à l'échelle quasi-globale avec une à sept revisites par cycle de 21 jours pour les latitudes comprises entre  $70^{\circ}N/S$  (cf chapitre 1).

Ce chapitre propose une caractérisation hydraulique des écoulements fluviaux à partir des variables de surface. L'idée est de proposer des méthodes qui permettent de qualifier voire quantifier le comportement d'un écoulement à partir « d'observables ». Une méthodologie est mise en place afin de caractériser pour différents types de singularités, en régime fluvial, les déformations de la surface libre. On cherchera notamment à étudier si la mesure spatialement distribuée « d'observables » de surface permet (i) d'affiner la caractérisation des types d'écoulements par l'identification des sections d'influence hydraulique maximale et des zones de remous hydrauliques et (ii) d'apporter des indications sur les évolutions spatiales de la bathymétrie et/ou du frottement.

Afin d'identifier des modifications du comportement d'un écoulement dues à des variations de la géométrie et du frottement d'un canal, de l'échelle locale de la section en travers et à l'échelle du bief, on définit une gamme de canaux synthétiques représentatifs de

variations géométriques typiques rencontrées sur des cours d’eau naturels (section 3.1). Sur la base de ces géométries, des écoulements sont simulés pour caractériser l’impact de ces variabilités géométriques sur celles des formes de la surface libre (section 3.2). Le lien entre l’écoulement, la variabilité géométrique du canal et la longueur du remous est exploré (écoulements fluviaux) (section 3.4). Enfin la vision « filtrée » du signal de topographie par un écoulement est analysée (section 3.5).

## 3.1 Définition des canaux synthétiques

Dans cette section sont définis les cas tests synthétiques qui permettront d’étudier des influences hydrauliques sur la surface libre provoquées par des variations typiques de la géométrie et de la friction. Les singularités considérées consistent en des variations spatiales de la forme transversale du canal, de la pente du lit et du frottement. On décompose les singularités géométriques en une base simple de singularités communément rencontrées dans les canaux naturels. Les dimensions des canaux sont définies à partir de considérations morphologiques et hydrologiques des réseaux hydrographiques.

### 3.1.1 Dimensions hydrauliques typiques en contexte de télédétection

L’élaboration des canaux synthétiques est réalisée sur la base des géométries rencontrées sur les réseaux hydrographiques observables par satellite. La géométrie des cours d’eau est issue des interactions fortes entre la variabilité spatio-temporelle des écoulements, les caractéristiques du support de écoulements et les forçages climatiques. Même si les rivières naturelles présentent une grande diversité d’échelles et de formes, les caractéristiques représentatives de trois grands types de cours d’eau sont déterminées ici afin d’élaborer des cas d’étude synthétiques représentatifs des configurations hydrauliques observables dans le contexte satellitaire SWOT. On considère trois types de rivières observables par la future mission : les petits cours d’eau équivalents à la limite basse de détection qui correspond aux rivières d’environ 100m de large (Rodriguez, 2016), les grands cours d’eau et ceux de dimensions intermédiaires.

La caractérisation des types de cours d’eau qui suit rassemble des éléments issus d’études bibliographiques sur les caractéristiques hydrologiques et morphologiques de réseaux hydrographiques et connaissances qualitatives et quantitatives acquises sur le terrain. On se base sur deux bassins connus et documentés : le bassin de la Garonne qui nous permet de dégager les dimensions des petits cours d’eau observables par SWOT, et le bassin Amazorien qui par sa taille permet de dégager des dimensions caractéristiques de très grands cours d’eau.

### 3.1.1.1 Le bassin Amazonien

Le module inter-annuel du fleuve Amazone à son embouchure est d'environ  $204700 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Callède et al., 2010), ce qui en fait le fleuve au débit le plus important du monde. Les contributeurs majeurs du fleuve Amazone (cf. figure 3.1.a) sont la rivière Madeira de module inter-annuel  $\bar{Q} = 31000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , le Negro  $\bar{Q} = 28000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , le Japura  $\bar{Q} = 18000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , le Maranon  $\bar{Q} = 16000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , le Tapajos  $\bar{Q} = 13000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , le Ucayali  $\bar{Q} = 13000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , le Xingu  $\bar{Q} = 9000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  et le Purus  $\bar{Q} = 8000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (Park and Latrubesse, 2014). La particularité des rivières du bassin Amazonien est qu'elles drainent des zones climatiquement hétérogènes du fait de l'étendue spatiale du bassin de part et d'autre de la ligne équatoriale ce qui induit que ces cours d'eau présentent des comportements hydrologiques très contrastés.

A leur rencontre avec l'Amazone, la largeur moyenne des principaux affluents est de manière générale supérieure à  $800 \text{ m}$  (cf. figure 3.1.b). A Tabatinga, à  $2800 \text{ km}$  de l'embouchure à l'est du bassin (frontière Pérou/Brésil), la largeur du fleuve Solimoes (partie amont du fleuve Amazone) varie entre  $1 \text{ km}$  et  $2 \text{ km}$  et atteint rapidement les  $6 \text{ km}$  à  $10 \text{ km}$  pour repasser le long de son cours vers l'océan par des biefs beaucoup plus étroits (de l'ordre du kilomètre). Il faut remarquer que la largeur du fleuve en période de crue à l'embouchure peut atteindre les  $40 \text{ km}$  (Park and Latrubesse, 2014).

A défaut de relevés bathymétriques in situ, la pente moyenne de la bathymétrie d'un cours d'eau peut être estimée à grande échelle par la pente moyenne de la surface libre. Nous avons vu au chapitre 1 que lorsque la partie aval du Negro n'est pas contrôlée par le Solimoes, la pente moyenne de la surface libre varie autour de  $0,2 \text{ cm} \cdot \text{km}^{-1}$ . Meade et al. (1991) estiment à partir de l'altitude de surface libre de six stations in situ entre Iquitos et Obidos que la pente moyenne du Solimoes-Amazone varie entre  $0,1 \text{ cm} \cdot \text{km}^{-1}$  et  $0,6 \text{ cm} \cdot \text{km}^{-1}$  sur la période 1978-1983.

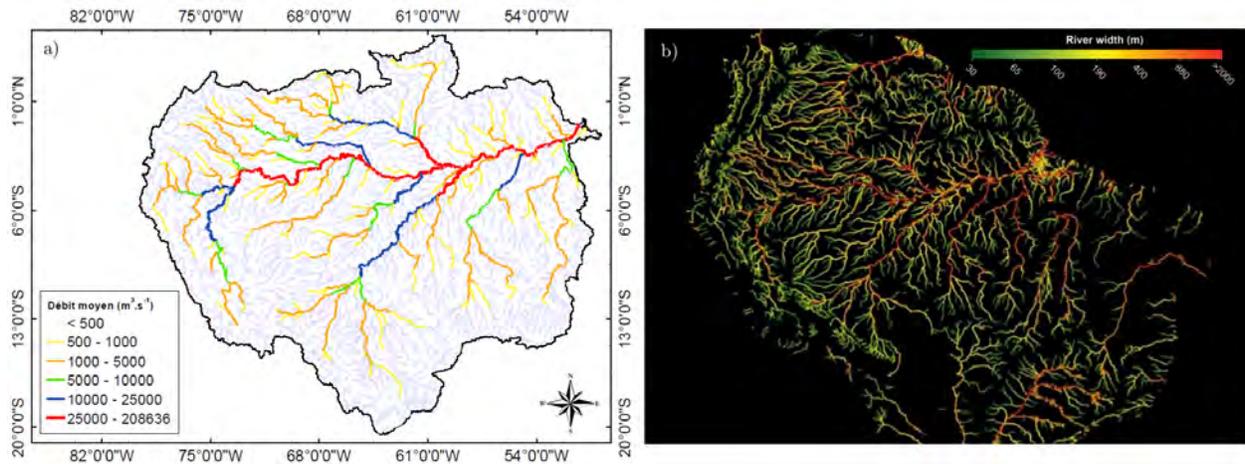


FIGURE 3.1 – a) Débit moyen des principaux cours d’eau du bassin Amazonien calculés par le modèle hydrologique MGB-IPH (Paris et al., 2016; Paris, 2015). b) Largeurs moyennes des principaux cours d’eau du bassin Amazonien de la base de données GRWL ([https://ie.unc.edu/files/2014/12/Using-RS-to-Analyze-River-Geomorphology\\_Allen.pdf](https://ie.unc.edu/files/2014/12/Using-RS-to-Analyze-River-Geomorphology_Allen.pdf)).

### 3.1.1.2 Le bassin de la Garonne

L’aire drainée du bassin de la Garonne est de  $57000 \text{ km}^2$  et le module inter-annuel du fleuve Garonne est de  $606 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Larnier, 2010). Les principaux contributeurs de l’amont vers l’aval sont l’Ariège, le Tarn, le Gers, la Baïse et le Lot (cf. figure 3.2.a). On dispose d’un modèle hydrodynamique 1D (modèle de Saint-Venant complet, cf. chapitre 2) d’un tronçon de la Garonne entre le Bazacle (en aval de Toulouse) et la confluence avec le Tarn dont la bathymétrie (Simeoni-Sauvage, 1999; Larnier, 2010; Garambois and Monnier, 2015a) provient de 173 levées in-situ distante de  $56\text{m}$  à  $2200\text{m}$  sur une distance de  $75.245\text{km}$ . Les lignes d’eau simulées sur l’année 2010 (dont la courbe de débits classés est présentée en figure 3.2.b) permettent d’établir qu’environ 80% des écoulements observés (dans l’espace et sur l’année 2010) présentent une largeur au miroir supérieure  $100\text{m}$  correspondant à la limite basse de détection de SWOT (figure 3.2.c). Pour ce tronçon la pente de fond est localement très contrastée, elle varie de  $-0.0112\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$  à  $0.0233\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$  et la pente moyenne de fond du tronçon est de  $8.6\text{cm} \cdot \text{km}^{-1}$ .

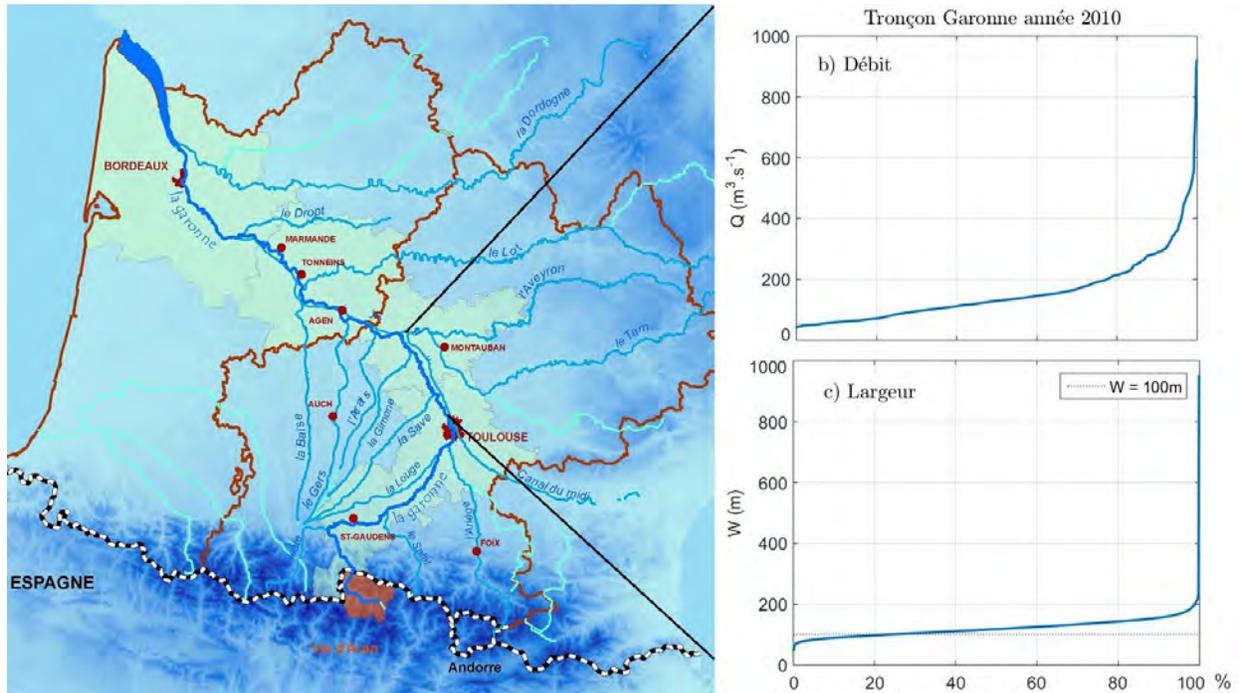


FIGURE 3.2 – a) Bassin de la Garonne (source : SMEAG) . Les limites du tronçon modélisé par Larnier (2010) sont indiquées par les traits noirs. b) Débits cumulés sur l'ensemble du domaine et l'ensemble de l'année 2010 avec  $Q_{min} = 49m^3.s^{-1}$  et  $Q_{max} = 853m^3.s^{-1}$  . c) Largeurs au miroir cumulées sur l'ensemble du domaine et l'ensemble de l'année 2010.

### 3.1.1.3 Choix de dimensions représentatives pour les canaux synthétiques

Sur la base des ordres de grandeur géométriques et hydrologiques discutés précédemment à l'échelle de réseaux hydrographiques d'étendues contrastées on dimensionne ici des canaux synthétiques représentatifs de trois ordres de grandeur typiques. Pour les dimensions représentatives des grands cours d'eau tels que ceux rencontrés à l'aval de grands bassins (par exemple l'Amazone) on choisit des pentes de fond de l'ordre de  $0.1cm.km^{-1}$ , une largeur moyenne de  $2km$  et un débit compris entre  $Q = [10000;40000]m^3.s^{-1}$ . À l'opposé, pour le cas représentatif des petits cours d'eau on choisit la limite basse de détection de SWOT et donc une largeur de  $100m$ , représentative d'un fleuve comme la Garonne dont la pente est de l'ordre de  $10cm.km^{-1}$ , et un débit compris entre  $Q = [50;1000]m^3.s^{-1}$ . Enfin les dimensions des canaux de taille intermédiaires sont définies avec une pente moyenne de  $1cm.km^{-1}$ , une largeur moyenne de  $400m$  et un débit compris entre  $Q = [1000;10000]m^3.s^{-1}$ .

Les valeurs du coefficient de frottement (Strickler) sont déterminées d'après les gammes classiques que l'on trouve dans les ouvrages d'hydraulique (par exemple Carlier, 1982).

### Chapitre 3. Visibilité des comportements hydrauliques à partir « d'observables » de surface

Ainsi, selon le tableau 3.1, pour un fleuve comme la Garonne de pente moyenne de  $8\text{cm.km}^{-1}$  le coefficient de Strickler sera fixé à  $30\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ . Pour les fleuves comme l'Amazonie ou ses affluents (partie aval du bassin) de pente moyenne très faible (de l'ordre de  $0.1\text{cm.km}^{-1}$ ) et de fond supposé peu rugueux au regard de la taille des sections d'écoulement le coefficient de Strickler sera fixé à  $50\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ . On fixera à  $40\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  le coefficient de Strickler des cours d'eau intermédiaires. Les grandeurs caractéristiques des trois tailles de cours d'eau sélectionnées sont regroupées dans le tableau 3.2.

Catégories, selon les études de Pardé	$K_s$
Petits cours d'eau de montagne, à fond très irrégulier, largeur de l'ordre de 10 à 30 mètres.	23 à 26
Cours d'eau de montagne larges de 30 à 50 mètres, avec pentes supérieures à 0.002 et fond de gros graviers (par exemple 10 à 20 centimètres de diamètre pour beaucoup d'entre eux).	27 à 29
Rivières de largeur comparable ou supérieure, à pente comprise entre 0.0008 et 0.002, avec fond de graviers dont le diamètre extrême en général ne dépasse pas 8 à 10 centimètres (Rhin à Bâle).	30 à 33
Pente comprise entre 0.0006 et 0.0008, graviers de 4 à 8 centimètres (Rhône à Lyon).	34 à 37
Même pente mais cailloux plus petits (Rhône à la porte de Scex avant le Léman).	38 à 40
Pente inférieure à 0.0006 et supérieure à 0.00025, cailloux très petits ou sable (Danube à Vienne).	41 à 42
Cours d'eau peu turbulents, avec pente de 0.00012 à 0.00025, fond de sable et de boue (Seine, Saône, Rhin inférieur).	43 à 45
Très gros cours d'eau à très faible pente (moins de 0.00012) et fond très lisse (Volga, Danube hongrois, Mississippi inférieur).	46 à 50

TABLE 3.1 – Valeurs du coefficient de Strickler (en  $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ) en fonction de la typologie du cours d'eau (Carlier, 1982).

	$Q (\text{m}^3.\text{s}^{-1})$	$W (m)$	$I (\text{cm.km}^{-1})$	$K (\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1})$
petit	50 – 1000	100 – 200	10	30
moyen	1000 – 10000	200 – 400	1	40
grand	10000 – 40000	2000 – 4000	0,1	50

TABLE 3.2 – Grandeurs caractéristiques des cours d'eau sélectionnées.

### 3.1.2 Base de singularités géométriques typiques

Les caractéristiques des cours d'eau identifiées à la section 3.1.1 font intervenir trois paramètres : la pente du fond, la section et le coefficient de Strickler représentatif de la rugosité. On choisit ici d'étudier de manière isolée l'influence de chaque paramètre, un cas test plus complexe sera étudié au chapitre 6. La variabilité de la géométrie (pente du fond, largeur et coefficient de Strickler) apparaîtra avec des zones de transitions ponctuelles pour les variations de pente et de rugosité ou plus étendues pour les variations de largeur. Quatre évolutions de la géométrie sont envisagées :

**Cas 1 :** Ruptures de pente (cf. figure 3.3) avec une augmentation locale de la pente du fond puis une diminution locale.

**Cas 2 :** Contre-pente (cf figure 3.3) soit une diminution locale de la pente du fond.

**Cas 3 :** Variations de la section en travers consistant en une contraction de largeur suivie d'une zone contractée puis d'un élargissement jusqu'à la largeur initiale (cf figure 3.4).

**Cas 4 :** Changements locaux de la rugosité (cf figure 3.5).

#### 3.1.2.1 Canaux avec rupture de pente et contre pentes (cas 1 et cas 2)

Le canal rectangulaire est défini par une largeur et un coefficient de Strickler uniforme pour l'ensemble des trois biefs B1, B2 et B3 - pour chaque bief l'ajout de la lettre « a » (respectivement « b ») indique la configuration avec rupture de pente (respectivement contre-pente) (cf. figure 3.3). Pour la configuration avec rupture de pente présentée sur le cas 1 de la figure 3.3 la pente augmente dans le tronçon *B2a* puis diminue dans le tronçon *B3a*. Pour la configuration avec contre pente présentée sur le cas 2 de la figure 3.3 la pente change de signe dans le tronçon *B2b*. Les dimensions caractéristiques employées sont présentées dans le tableau 3.3.

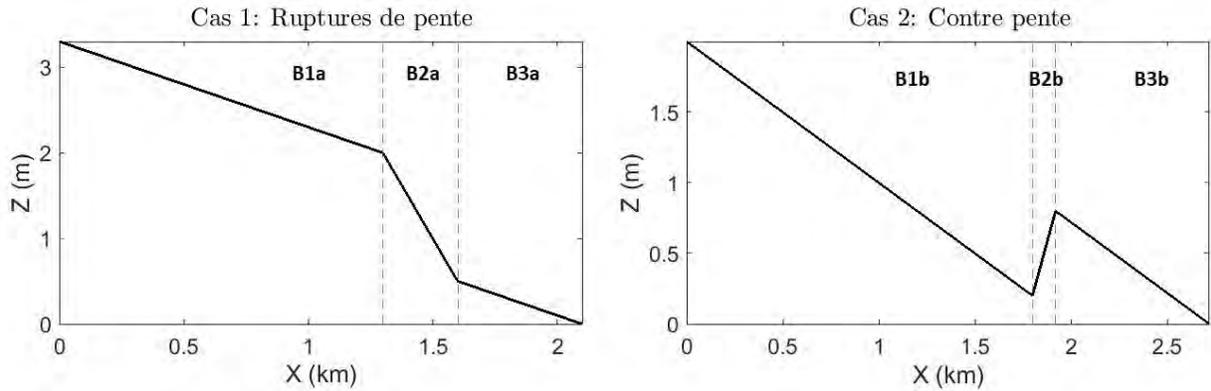


FIGURE 3.3 – Canal représentatif de : cas 1) rupture de pente ; cas 2) contre-pente.

	Cas 1 - rupture de pente			Cas 2 - contre pente		
	B1a	B2a	B3a	B1b	B2b	B3b
<b>Petits cours d'eau</b>						
$X (km)$	[0;1,3]	[1,3;1,6]	[1,6;2,2]	[0;1,8]	[1,8;1,9]	[1,9;2,7]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-10	-50	-10	-10	50	-10
$W (m)$	100	100	100	100	100	100
$K (m^{1/3}s^{-1})$	30	30	30	30	30	30
<b>Cours d'eau Moyens</b>						
$X (km)$	[0;250]	[250;270]	[270;300]	[0;180]	[180;183]	[183;200]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-1	-5	-1	-1	5	-1
$W (m)$	400	400	400	400	400	400
$K (m^{1/3}s^{-1})$	40	40	40	40	40	40
<b>Grands cours d'eau</b>						
$X (km)$	[0;4000]	[4000;4300]	[4300;5000]	[0;2000]	[2000;2005]	[2005;3000]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-0,1	-0,5	-0,1	-0,1	0,5	-0,1
$W (m)$	2000	2000	2000	2000	2000	2000
$K (m^{1/3}s^{-1})$	50	50	50	50	50	50

TABLE 3.3 – Dimensions caractéristiques des canaux pour le cas de la rupture de pente (cas 1) et de la contre-pente (cas 2) représentatives des petits, moyens et grands cours d'eau.

### 3.1.2.2 Dimensions caractéristiques des canaux de largeur variable (cas 3)

On considère un canal dont la pente de fond et la rugosité sont constantes. La section rectangulaire se contracte linéairement dans le bief B2c puis s'élargit linéairement dans le bief B4c (cf figure 3.4). Le tableau 3.4 regroupe les dimensions caractéristiques des canaux définies pour représenter les petits, moyens et grands cours d'eau.

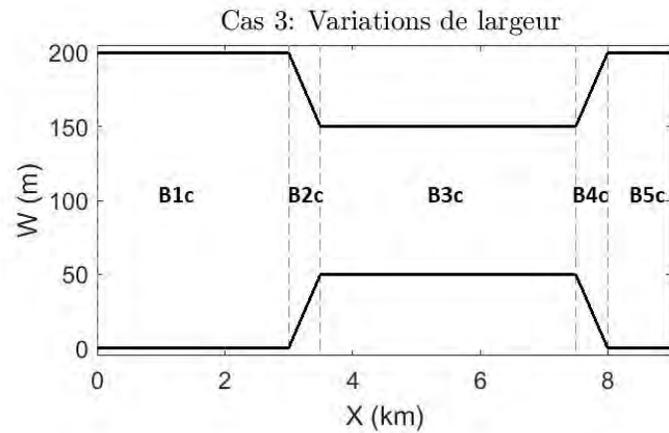


FIGURE 3.4 – Canal représentatif des variations de largeur.

Cas 3	B1c	B2c	B3c	B4c	B5c
Petits cours d'eau					
$X (km)$	[0;3]	[3;3.5]	[3.5;7.5]	[7.5;8]	[8;9]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-10	-10	-10	-10	-10
$W (m)$	200	$-200(x-3)+200$	100	$200(x-7.5)+100$	200
$K (m^{1/3}s^{-1})$	30	30	30	30	30
Cours d'eau moyens					
$X (km)$	[0;250]	[250;252]	[252;502]	[502;504]	[504;544]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-1	-1	-1	-1	-1
$W (m)$	400	$-100(x-250)+400$	200	$100(x-502)+200$	400
$K (m^{1/3}s^{-1})$	40	40	40	40	40
Grands cours d'eau					
$X (km)$	[0;5000]	[5000;5010]	[5010;10000]	[10000;10010]	[10010;11000]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1
$W (m)$	4000	$-200(x-5000)+4000$	2000	$200(x-10000)+2000$	4000
$K (m^{1/3}s^{-1})$	50	50	50	50	50

TABLE 3.4 – Dimensions caractéristiques du canal dont la largeur varie (cas 3) représentatives des petits, moyens et grands cours d'eau.

### 3.1.2.3 Dimensions caractéristiques des canaux dont la rugosité varie (cas 4)

On considère un canal rectangulaire de largeur et de pente de fond constantes où la rugosité, matérialisée par le coefficient de Strickler  $K$ , varie dans le deuxième bief  $B2d$  (cf figure 3.5). La variabilité classique de  $K$  pour une rugosité étant de l'ordre de 5 – 10% on choisit de le perturber de façon significative soit de 20%. Le tableau 3.5 regroupe les

dimensions caractéristiques définies pour les petits, moyens et grands cours d'eau pour ce cas.

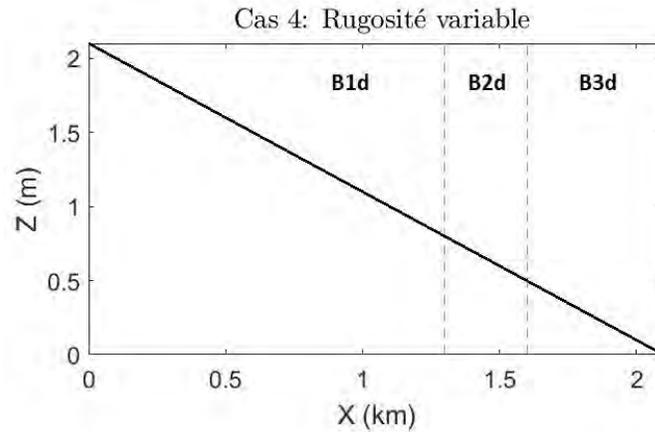


FIGURE 3.5 – Canal représentatif d'un changement de rugosité.

Cas 4	B1d	B2d	B3d
<b>Petits cours d'eau</b>			
$X (km)$	[0;1,3]	[1,3;1,6]	[1,6;2,2]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-10	-10	-10
$W (m)$	100	100	100
$K (m^{1/3}.s^{-1})$	30	35	30
<b>Cours d'eau Moyens</b>			
$X (km)$	[0;250]	[250;270]	[270;300]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-1	-1	-1
$W (m)$	400	400	400
$K (m^{1/3}.s^{-1})$	45	37	45
<b>Grands cours d'eau</b>			
$X (km)$	[0;4000]	[4000,4300]	[4300,5000]
$\partial_x Z_b (cm.km^{-1})$	-0,1	-0,1	-0,1
$W (m)$	2000	2000	2000
$K (m^{1/3}.s^{-1})$	50	40	50

TABLE 3.5 – Dimensions caractéristiques du canal dont la rugosité varie (cas 4) représentatives des petits, moyens et grands cours d'eau.

### 3.1.3 Simulation des écoulements

L'échantillonnage temporel des satellites actuels et à venir ne permet au mieux que quelques observations par mois. À des échelles spatiales locales ces observations de lignes d'eau sont relativement peu denses en temps par rapport à des phénomènes hydrauliques transitoires (cf. Garambois and Monnier, 2015a; Brisset et al., 2018; Larnier et al., 2018). Ainsi dans un premier temps on considèrera que les écoulements observés peuvent être correctement décrits avec une approche 1D en régime permanent.

Pour les géométries définies on résout donc l'équation de la courbe de remous en canal rectangulaire introduite précédemment pour un écoulement permanent et sans apports de masse :

$$(1 - Fr^2) \frac{dh}{dx} = I - J_1 + J_2 \quad (3.1)$$

avec  $J_1 = Q^2 / (K^2 A^2 R_h^{4/3}) > 0$  la pente d'énergie qui représente les pertes de charges dues aux frottements et  $J_2 = (Fr^2 h / 2W) d_x W$  un terme source dû aux variations de la largeur du canal.

Cette équation différentielle non linéaire d'ordre 1 est résolue en utilisant le schéma de Runge-Kutta d'ordre 4 (cf. chapitre 2) sur une grille spatiale de pas d'espace  $1m$  assurant une bonne convergence des calculs. Notons de plus que l'on se restreindra par la suite à l'étude d'écoulements fluviaux, hypothèse raisonnable pour les portions aval des réseaux hydrographiques dont il est question ici, ainsi que l'échelle spatiale des « observables » ( $> 100m$ ) (discussion sur les écoulements « bas Froude » dans Garambois and Monnier, 2015a). La résolution de l'équation est donc faite de l'aval vers l'amont à partir d'une condition limite de hauteur d'eau.

## 3.2 Caractérisation de signatures hydrauliques par observation de la surface libre

A partir des cas tests définis précédemment (section 3.1) on étudie l'effet des singularités géométriques ou de rugosité sur la surface d'écoulements à surface libre. Pour cela on étudie en détail les signatures hydrauliques des formes de surface libre des écoulements dans les quatre canaux définis précédemment pour des régimes hydrauliques et conditions aux limites variés.

Les analyses sont basées sur (i) l'analyse des grandeurs hydrauliques non-observables mais accessibles sur ces cas synthétiques et donc complètement connus (la profondeur

de l'écoulement  $h$ , la pente de fond  $I$ , les pertes de charges par frottements  $J_1$  et le terme  $J_2$  dû aux variations de largeur); (ii) les grandeurs physiques observables c'est à dire les variabilités spatiales de la forme des surfaces libres soit l'altitude de la surface libre  $Z$ , sa pente  $\partial_x Z$  et sa courbure  $\partial_x^2 Z$ . On notera que l'évolution longitudinale de la profondeur de ces écoulements fluviaux permanents (cf. 3.1.3), contrôlée par les conditions limites de hauteur à l'aval, sera classiquement étudiée de l'aval vers l'amont.

On s'intéresse dans un premier temps à établir une description qualitative des formes de la surface (et non quantitative pour le moment), pour cette raison les caractérisations des grandeurs observables et non-observables seront détaillées pour des dimensions caractéristiques représentatives des petits cours d'eau, dont les analyses sont généralisables aux autres tailles de cours d'eau définies dans la section 3.1.

### 3.2.1 Écoulement sur une rupture de pente (cas1)

On rappelle que dans ce canal l'écoulement, de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$ , est soumis à une augmentation puis une diminution de la pente de fond (cf. section 3.1.2.1, cas 1). Le canal est rectangulaire de largeur  $W = 100m$  constante; la hauteur normale est imposée à l'aval (se référer au chapitre 2 pour plus de détail sur la méthode de résolution de l'équation 3.1).

#### 3.2.1.1 Analyse de l'écoulement

La condition limite aval du domaine est  $h_{aval,B3a} = h_{n,B3a}$ , le débit est constant et la géométrie du bief étant uniforme en espace on trouve logiquement un profil d'écoulement permanent uniforme (RPU) dans tout le bief  $B3a$  (cf. figure 3.6.a,b). Cette hauteur normale  $h_{n,B3a}$  représente en  $X = 1,6km$  la condition limite aval du bief  $B2a$  avec  $h_{n,B3a} > h_{n,B2a}$ . La ligne d'eau dans le bief  $B2a$  tend à l'amont vers  $h_{n,B2a}$  par valeurs supérieures, c'est une courbe de remous de type  $M1$  causée par la hauteur d'eau supérieure à l'aval du bief  $B2a$  supérieure à la hauteur normale  $h_{aval,B2a} > h_{n,B2a}$ . Pour ce débit l'équilibre des effets de la gravité et de la friction (RPU) est atteint vers l'amont du bief. La hauteur d'eau à l'amont du bief  $B2a$  constitue à son tour une condition limite aval pour le bief  $B1a$  qui impose une accélération de l'eau sur l'aval du bief  $B1a$  car  $h(X = 1,3km) = h_{n,B2a} < h_{n,B1a}$ . On retrouve à nouveau un RPU en amont du bief  $B1a$  où la hauteur d'eau tend vers  $h_{n,B1a}$  par valeur inférieures, c'est une courbe de remous de type  $M2$ .

Il est intéressant de remarquer que les deux points  $X_{aval,\{B1a,B2a\}}$  contrôlant l'écoulement dans les biefs  $B2a$  et  $B1a$  correspondent chacun à des déviations localement maximales à la hauteur normale (cf. figure 3.6.c). De plus les biefs sont suffisamment longs pour que des régimes uniformes soient atteints sur chaque bief.

### 3.2. Caractérisation de signatures hydrauliques par observation de la surface libre

---

Pour ce canal dont la largeur ne varie pas (impliquant  $J_2 = 0$ ); l'équation 3.1 se réduit à l'expression usuelle  $(1 - Fr^2)d_x h = I - J_1$ . La figure 3.6.d montre la variation spatiale des termes source  $I$  et  $J_1$ . Sur chaque bief la perte de charge par frottement  $J_1 = Q^2/K^2 A^2 R_h^{4/3} = U^2/K^2 R_h^{4/3}$  part de la valeur à l'aval du bief (du fait de la hauteur d'eau imposée par le bief suivant ou la BC aval) et se rapproche de  $I$  vers l'amont.

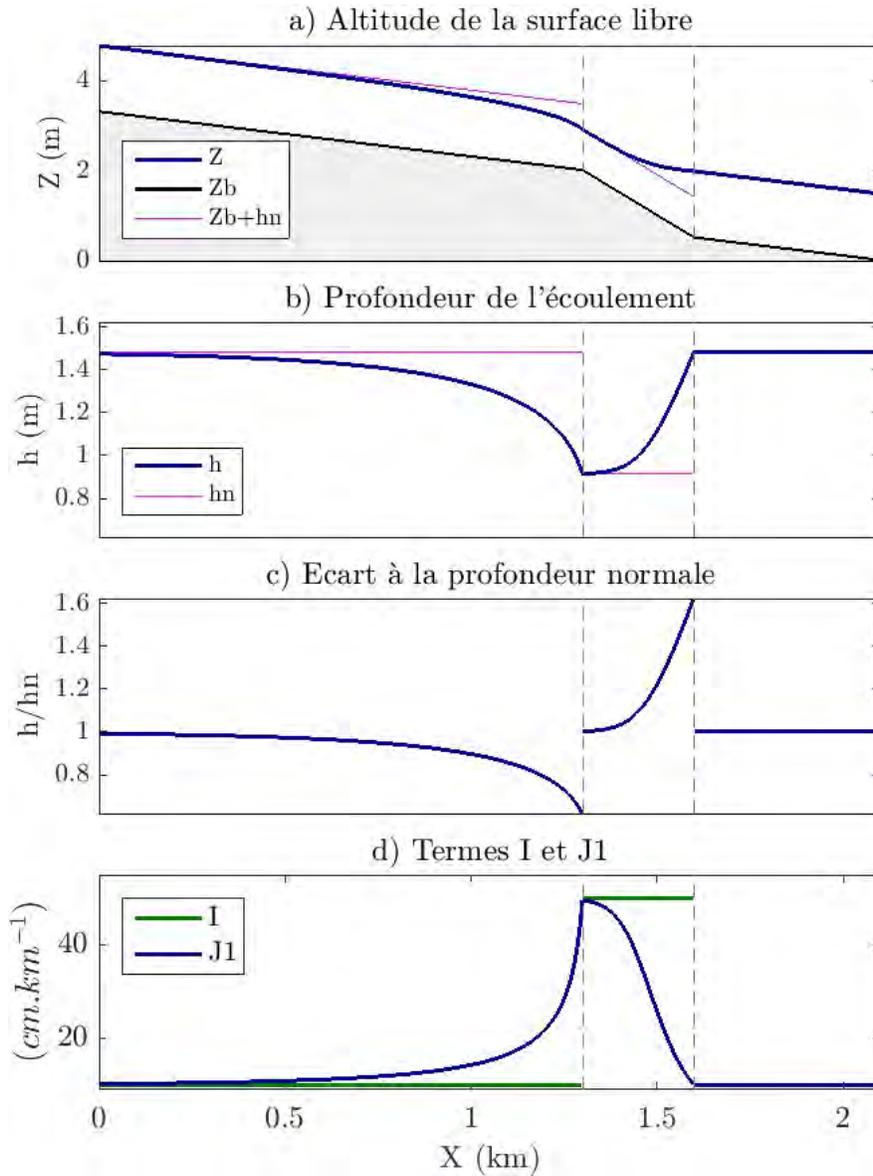


FIGURE 3.6 – a) Profil de la surface libre  $Z$  d'un écoulement de débit  $Q = 150\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  dans un canal rectangulaire de largeur constante et dont la pente augmente puis diminue (pour plus de détails sur les dimensions se référer à la section 3.1.2.1). b) Profondeur de l'écoulement  $h$ . c) Rapport  $\frac{h}{h_n}$ . d) Termes  $I$  et  $J_1$ .

### 3.2.1.2 Influence des conditions hydrauliques aux limites du bief

La configuration obtenue précédemment est liée aux conditions hydrauliques imposées aux limites du bief ( $Q_{amont}$  et  $h_{aval}$ ). Il est intéressant de regarder l'influence de ces condi-

tions limites sur les lignes d'eau ; on rappelle que l'on s'intéresse exclusivement aux écoulements en régime fluviaux et donc avec  $h_{aval} \geq h_c$ .

Le débit à pour conséquence d'influencer la valeur de  $h_n$  de l'écoulement dans chaque bief de géométrie uniforme et donc les conditions aux limites imposées à l'aval de chaque bief. On représente sur la figure 3.7.a la surface libre d'écoulements de débits différents et sur la figure 3.7.b la variation du rapport  $h_{n,B1a}/h_{n,B2a}$  en fonction du débit. Dans ce cas  $h_{n,B1a}/h_{n,B2a}$  augmente lorsque le débit augmente car  $h_{n,B1a}$  augmente plus vite que  $h_{n,B2a}$ . Cela montre que si un RPU est atteint dans le bief  $B2a$  alors la ligne d'eau dans le bief  $B1a$  sera de type  $M2$ . Il convient toutefois de noter que la variation de  $h_{n,B1a}/h_{n,B2a}$  avec le débit est très faible.

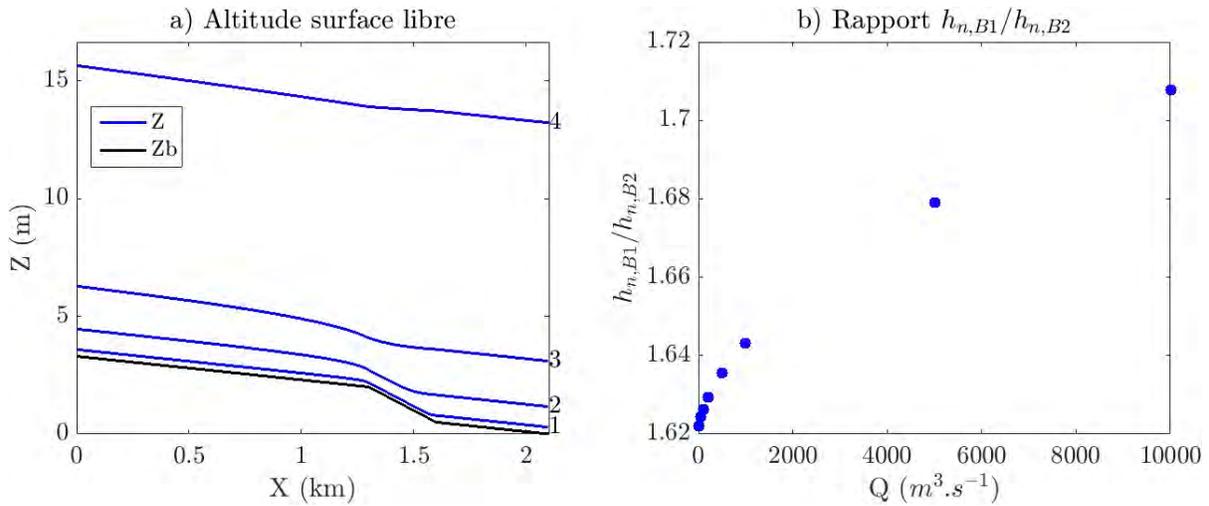


FIGURE 3.7 – a) Altitude la surface libre des écoulements de débit  $Q = 10 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (1),  $Q = 100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (2),  $Q = 500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (3),  $Q = 5000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (4) avec  $h_{aval} = h_{n,B3a}$ . b) Rapport  $h_{n,B1a}/h_{n,B2a}$ .

On s'intéresse ensuite à l'influence de la condition limite aval (à débit constant). On trace toutes les configurations fluviales possibles depuis la limite d'un écoulement critique soit  $h_{aval} > h_c$  à  $h_{aval} \gg h_{n,B3a}$ . Dans le bief  $B3a$  la condition imposée à l'aval du bief va déterminer le type de profil. Si  $h < h_{n,B3a}$  le profil sera de type  $M_2$  (cf. figure 3.8.a, profil 1) alors que si  $h > h_{n,B3a}$  le profil sera de type  $M_1$  (cf. figure 3.8.a, profils 3, 4, 5 et 6).

Quelle que soit la condition à la limite (aval) du bief  $B2a$  les profils sont de types  $M_1$  car  $h > h_{n,B2a}$ . La seule possibilité (en fluvial) pour que  $h < h_{n,B2a}$  et donc d'obtenir des profils de type  $M_2$  dans tous les biefs est que le bief  $B3a$  soit très court ( $\sim 10 \text{ m}$ ) et avec  $h < h_{n,B3a}$  (cf. figure 3.8.b).

Lorsque la condition à la limite de  $B1a$  imposée par l'écoulement dans  $B2a$  est de type  $h_{aval,B1a} < h_{n,B1a}$ , l'écoulement dans ce bief est de type  $M_2$ . Au contraire si  $h_{aval,B1a} > h_{n,B1a}$  alors le profil est de type  $M_1$  sur l'ensemble du domaine.

On met ainsi en évidence qu'une condition de hauteur d'eau à l'aval d'un bief peut créer un remous influençant une portion importante du domaine amont en fonction notamment des dimensions du canal. On trouve ici des configurations variées de successions de courbes de remous de type  $M_1$  et  $M_2$  à l'échelle du domaine en fonction des conditions aux limites.

On remarquera qu'en régime fluvial c'est la condition à la limite des biefs ou du domaine qui déterminera les types de profils et non pas la magnitude du débit (cf. figure 3.7).

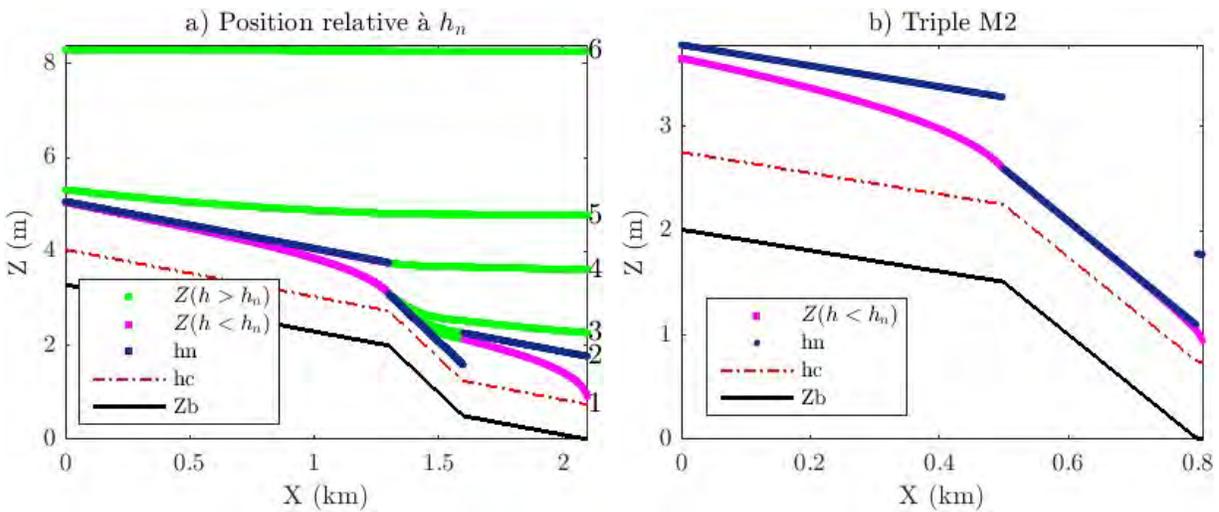


FIGURE 3.8 – a) Influence de la condition limite aval avec : a)  $h_c < h < h_n$  (profil 1),  $h = h_n$  (profil 2),  $h > h_n$  (profils 3, 4, 5 et 6). b) Triple  $M_2$  possible car  $B3a$  est très court.

### 3.2.1.3 Analyse des « observables » de surface libre

On illustre certains des cas ci-dessus en associant débit et condition aval variables :

1. Un écoulement bas débit  $Q = 50m^3 \cdot s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3}$ .
2. Un écoulement de débit  $Q = 150m^3 \cdot s^{-1}$  dont la condition à l'aval est de type  $h_{aval} < h_{n,B3}$  mais qui ne remonte pas dans le bief  $B1a$ .
3. Un écoulement de débit  $Q = 150m^3 \cdot s^{-1}$  dont la condition à l'aval est de type  $h_{aval} > h_{n,B3}$  mais qui ne remonte pas dans le bief  $B1a$ .

4. Un écoulement à plus fort débit  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3}$ .

La figure 3.9 représente la pente et la courbure de la surface libre de l'écoulement (variables observables par télédétection) soumis aux deux ruptures successives de la pente du fond. La pente de la surface est négative en tout point (cf. figure 3.9.b). Lorsque l'écoulement est contrôlé par l'aval la pente de la surface libre varie non uniformément par rapport à la pente de fond.

La figure 3.9.c met en évidence de fortes variations de la courbure de la surface libre dans les zones pour lesquelles l'écoulement est contrôlé (ici par l'aval). La courbure est positive (respectivement négative) pour une portion de ligne d'eau  $M_1$  (respectivement  $M_2$ ) sur la ligne d'eau. Lorsque l'écoulement est uniforme  $h = h_n$ ,  $\partial_x Z = cste$  et  $\partial_x^2 Z = 0$ .

Dans le bief  $B1a$  la courbure de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x^2 Z < 0$  provient de l'influence du contrôle  $h(X = 1,3km) = h_{n,B2a} < h_{n,B1a}$  imposé par la rupture de la pente du fond (1<sup>er</sup> trait pointillé). On trouve à ce point de contrôle un extremum de courbure de la surface libre sur le bief  $B1a$  et de tout le canal. Au contraire pour la courbe de remous de type  $M_1$  dans le bief  $B2a$  la courbure de la surface libre de l'écoulement est positive  $\partial_x^2 Z > 0$  et un extremum local de courbure a lieu au sein du bief à l'amont du contrôle imposé par la diminution de la pente du fond à  $X = 1.46km$ .

Cet extremum local de courbure de la ligne d'eau de type  $M_1$  sur le bief  $B2a$  peut se déplacer vers l'amont lorsque le débit augmente (cas où  $h_{aval,B3a} = h_{n,B3a}$ ). La remontée d'un contrôle de type  $h_{aval,B3a} \neq h_{n,B3a}$  influence également la position de cet extremum local de courbure. L'extremum local de courbure de l'écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval,B3a} < h_{n,B3a}$  se trouve à l'aval de celui de l'écoulement  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval,B3a} > h_{n,B3a}$ . Pour ce même débit ( $Q = 150m^3.s^{-1}$ ) l'effet de la section de contrôle ( $X = 1.46km$ ) sur la surface libre n'est pas atténué mais déplacé vers l'amont, cette propriété est appelé masquage d'une section de contrôle locale par un contrôle provenant de l'aval.

Tout au long du canal la gamme de variation de la pente de la surface libre de l'écoulement de débit  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  est moins importante que pour les autres écoulements. Pour cet écoulement, dans le bief  $B2a$  l'écoulement ne repasse pas par un régime permanent uniforme, une condition à la limite du type  $h_{B2a} > h_{n,B2a}$  remonte dans le bief  $B3a$ . Pour cet écoulement et à l'échelle du domaine la pente de la surface libre dévie moins de la pente moyenne du fond. Aussi, la courbure de la surface libre de cet écoulement est très faible sur tout le domaine avec  $\partial_x^2 Z(Q = 1000m^3.s^{-1}) \in [-6,6.10^{-6}; 6,9.10^{-6}]m^{-1}$  contre  $\partial_x^2 Z(Q = 50m^3.s^{-1}) \in [-2,7.10^{-4}; 4,5.10^{-5}]m^{-1}$ . Cela met en avant la vision filtrée de la topographie à partir de la surface d'un écoulement. Cette propriété sera étudiée en détail en section 3.5. La signature d'une telle rupture de pente sera ainsi davantage visible à partir « d'observables » de surface libre pour les plus faibles débits.

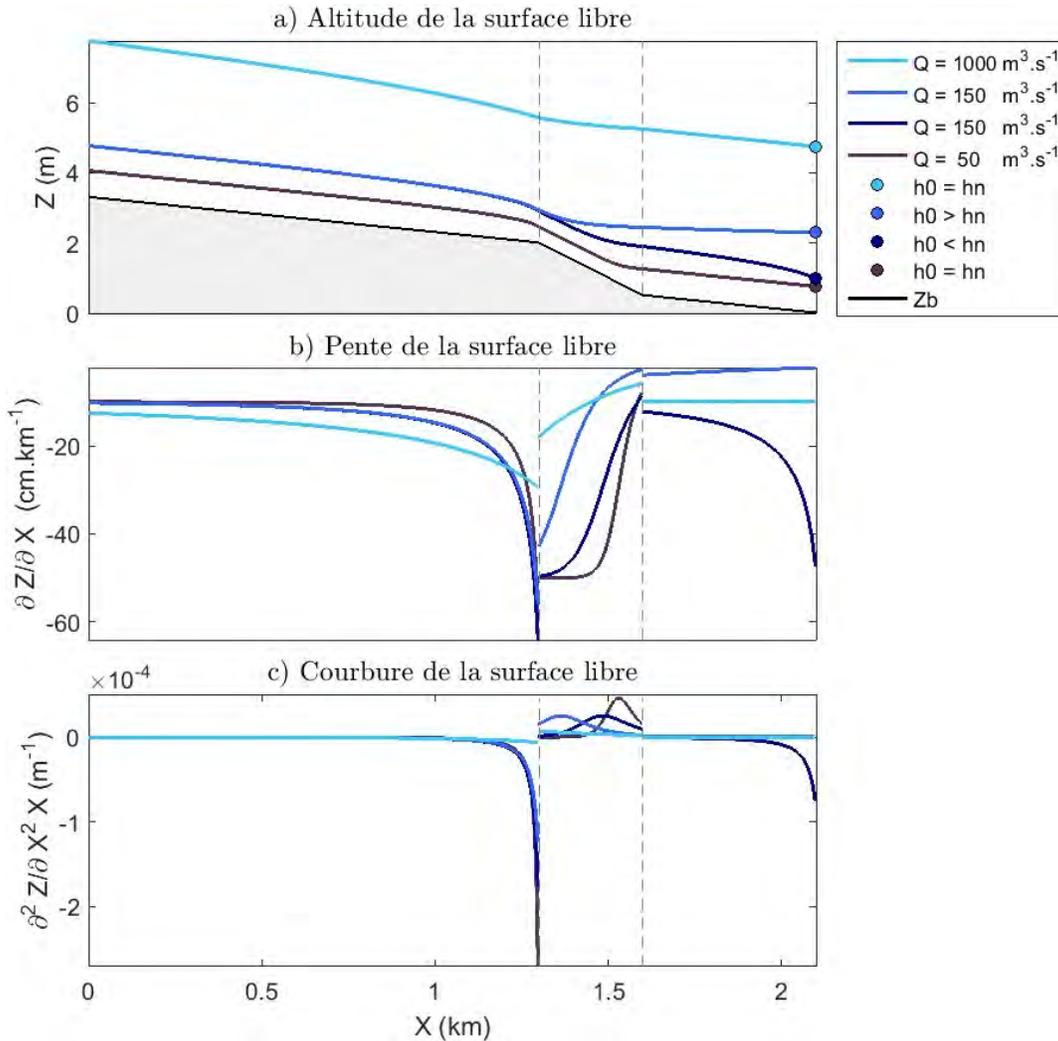


FIGURE 3.9 – Écoulements de débits :  $Q = 50m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3a}$ ;  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} < h_{n,B3a}$ ;  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} > h_{n,B3a}$ ;  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3a}$ ; dans un canal rectangulaire de largeur constante et dont la pente augmente puis diminue (cf. cas 1 section 3.1.2.1 pour plus de détails sur les dimensions). a) Profil de la surface libre  $Z$ . b) Pente de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x Z$ . c) Courbure de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x^2 Z$ .

### 3.2.1.4 Visibilité hydraulique

Dans cette section on explore le lien entre les propriétés hydrauliques des écoulements et les variabilités des courbures de la surface libre. Pour cela un code couleur est introduit afin de repérer la position de la ligne d'eau par rapport à  $h_n$  (cf. figure 3.10.a) sur chaque bief et le signe de la courbure (cf. figure 3.10.b) des portions de ligne d'eau.

Pour le profil 1, de condition aval (du domaine)  $h_{aval,B3a} = h_c$ , l'effet des deux ruptures de pente successives produisant une succession  $M_2 - M_1 - M_2$ , est décelable dans le signal de courbure qui change de signe. Les portions de profil de type  $M_2$  ( $h < h_n$ ) sont caractérisées par une courbure négative (rouge) et la portion de profil de type  $M_1$  ( $h > h_n$ ) est caractérisée par une courbure positive (vert). Les conditions hydrauliques des profils 2 et 3 qui produisent une surface libre respectivement caractérisée par  $RPU - M_1 - M_2$  et  $M_1 - M_2$  sont aussi décelables dans le signal de courbure avec on le rappelle  $\partial_x^2 Z = 0$  pour les RPU.

Dans le bief  $B3a$  le profil 4 est contrôlé par une condition limite de type  $h_{aval,B3a} \gg h_n$ . Dans ce bief le profil de surface libre est de type  $M_1$  mais n'est pas identifiable par le signal de courbure qui est nul. Les profils 5 et 6, de conditions à la limite  $h_{aval,B3a} \gg h_n$  croissantes, sont caractérisés par une  $M_1$  à l'échelle du domaine mais qui est non identifiable à l'aval du profil 5 (courbure nulle) et non identifiable pour le profil 6 dont la courbure est nulle sur tout le domaine. La signature de cette rupture de pente dans le signal de surface libre est donc davantage visible en basses eaux (cf. section 3.2.1.3) et tend à être masquée par un contrôle aval d'amplitude croissante.

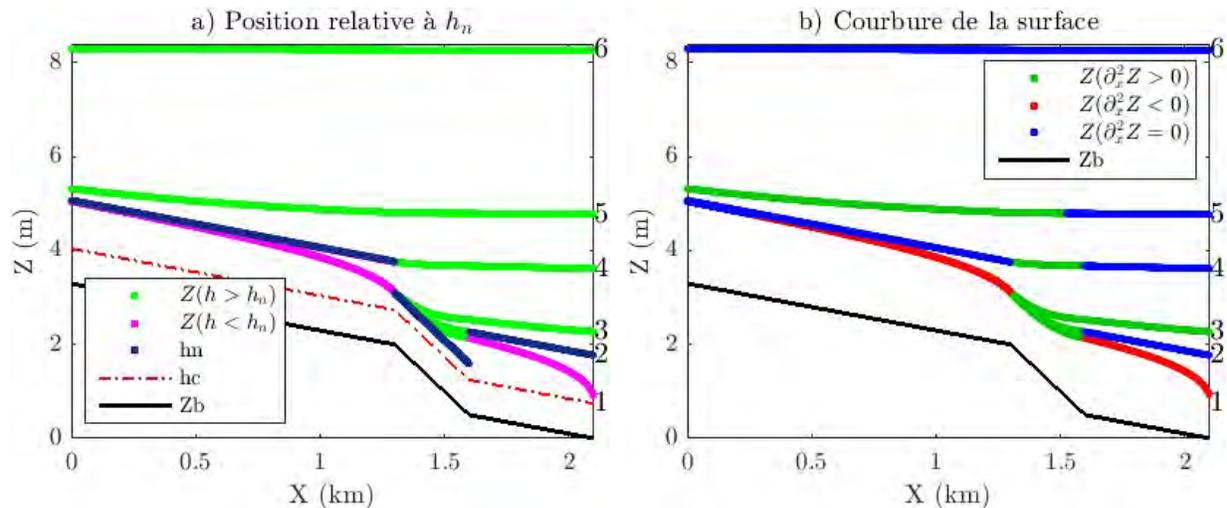


FIGURE 3.10 – Profils de la surface libre en fonction de l'influence de la condition limite aval  $h_c < h < h_n$  (profil 1),  $h = h_n$  (profils 2),  $h > h_n$  (profils 3, 4, 5 et 6) : a) La position relative de  $h$  à  $h_n$  est indiquée en vert ( $h > h_n$ ), magenta ( $h < h_n$ ) ou bleu foncé ( $h = h_n$ ). b) Courbure de la surface libre indiquée en vert ( $\partial_x^2 Z > 0$ ), rouge ( $\partial_x^2 Z < 0$ ) ou bleu ( $\partial_x^2 Z = 0$ ).

### 3.2.2 Écoulement sur une contre pente (cas 2)

Dans ce canal l'écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  est soumis à une contre pente de fond (cf. section 3.1.2.1, cas 2). Le canal est rectangulaire de largeur  $W = 100m$  constante où la

hauteur normale est imposée à l'aval. La pente de référence est de  $-10\text{cm.km}^{-1}$  (biefs  $B1b$  et  $B3b$ ) et est perturbée par une contre pente de  $50\text{cm.km}^{-1}$  dans le bief  $B2b$ .

### 3.2.2.1 Analyse de l'écoulement

La condition limite aval du domaine est à nouveau  $h_{aval,B3b} = h_{n,B3b}$ , le débit est constant et la géométrie du bief  $B3b$  étant uniforme en espace on trouve logiquement un profil d'écoulement permanent uniforme (RPU) dans tout le bief  $B3b$  (cf. figure 3.11.a, et figure 3.11.b). Cette hauteur normale  $h_{n,B3b}$  représente en  $X = 1.9\text{km}$  la condition limite aval du bief  $B2b$ . Dans ce bief la pente du fond est positive et  $h_{n,B2b}$  n'est pas définie; le profil de surface libre est de type  $A$ . Le long de ce bief  $h_{B2b} > h_{c,B2b}$  le profil est de type  $A_2$ . L'écoulement dans le bief  $B1b$  est contrôlé à l'aval à cause de la variation positive de la pente de fond à partir de  $X = 1,8\text{km}$ . À l'amont de cette section de contrôle  $h_{B1b} > h_{n,B1b}$  (cf. figure 3.11.b) le profil est de type  $M_1$ . À nouveau, l'écart maximal de la hauteur d'eau à la hauteur normale a lieu au niveau de ce point de contrôle dû à la contre pente à l'aval (cf. figure 3.11.c).

La figure 3.11.d montre la variation spatiale des termes source  $I$  et  $J_1$ . La perte de charge par frottement  $J_1 = U^2 / (K^2 R_h^{4/3})$  évolue de manière inverse à la hauteur d'eau. La comparaison des deux termes source montre que le ralentissement de l'écoulement est expliqué par la contre pente et par les frottements.

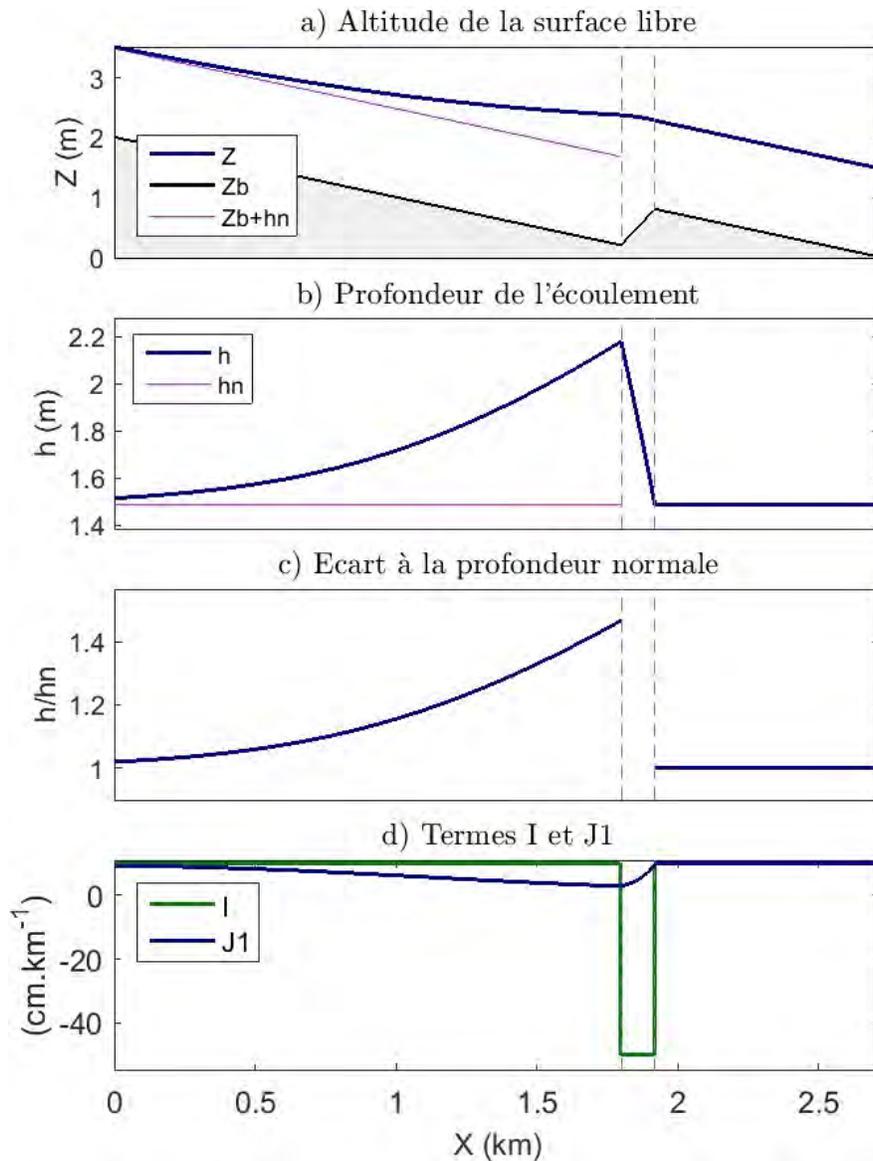


FIGURE 3.11 – a) Profil de la surface libre  $Z$  d'un écoulement de débit  $Q = 150\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  dans un canal rectangulaire de largeur constante et dont la pente varie positivement dans le bief  $B2b$  (cf. cas 2 section 3.1.2.1 pour plus de détails sur les dimensions). b) Profondeur de l'écoulement  $h$ . c) Rapport  $\frac{h}{h_n}$ . d) Termes  $I$  et  $J_1$ .

### 3.2.2.2 Influence des conditions hydrauliques aux limites du bief et de la condition limite aval

De la même manière que pour le cas 1 on s'intéresse à l'influence de la condition limite du bief  $B3b$  sur le profil de la surface libre (figure 3.12). Sur cette géométrie de canal si  $h_{aval,B3b} < h_{n,B3b}$  le profil est de type  $M_2$  (profils 1) alors que si  $h > h_{n,B3b}$  le profil est de type  $M_1$  (profils 3 et 4). Dans le bief  $B2b$   $h_n$  n'est pas définie et le profil est dans tous les cas de type  $A_2$ . Dans le bief  $B1b$  l'écoulement est toujours de type  $M_1$  et à cause de la contre pente à l'aval il n'existe pas de configuration qui puisse déclencher une  $M_2$  dans ce bief.

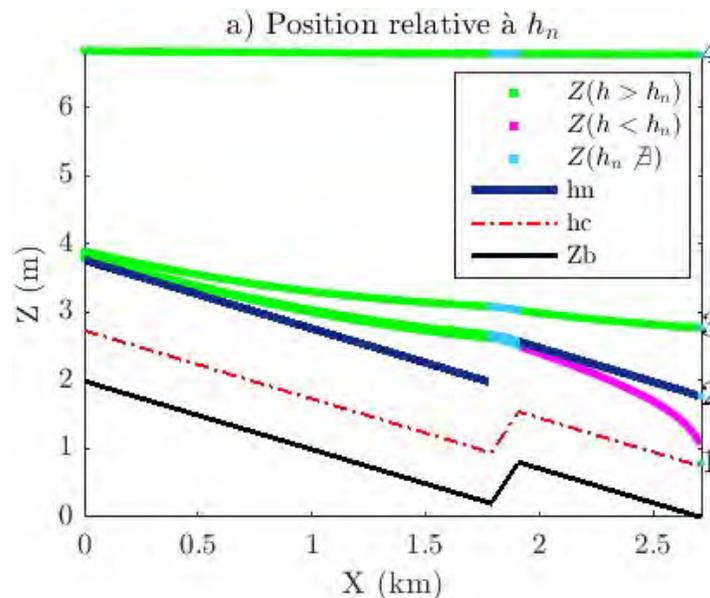


FIGURE 3.12 – Influence de la condition limite aval avec : a)  $h_c < h < h_n$  (profil 1),  $h = h_n$  (profils 2),  $h > h_n$  (profils 3 et 4).

### 3.2.2.3 Analyse des « observables » de surface libre

On illustre certains des cas ci-dessus en associant débit et condition aval variables :

1. Un écoulement bas débit  $Q = 50m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3b}$ .
2. Un écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  dont la condition à l'aval est de type  $h_{aval} < h_{n,B3b}$ .
3. Un écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  dont la condition à l'aval est de type  $h_{aval} > h_{n,B3b}$ .
4. Un écoulement à plus fort débit  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3b}$ .

### 3.2. Caractérisation de signatures hydrauliques par observation de la surface libre

---

Dans le bief  $B1b$ , la courbure de la surface libre de l'écoulement de type  $M_1$  est  $\partial_x^2 Z > 0$  (cf. figure 3.13 .b) et provient de l'influence du contrôle  $h(X = 1,8km) = h_{B2b} > h_{n,B1b}$  imposé à cause de la pente adverse de fond (1<sup>er</sup> trait pointillé). Au dessus de la contre pente la courbure est négative. Le contrôle dû à la pente adverse se traduit par un extremum local de courbure en  $X = 1,7km$  pour chaque jeu de condition d'écoulement. C'est un extremum global sauf dans le cas d'une accélération forte de l'écoulement à l'aval où il serait atteint pour une courbe de type  $M2$  sur le bief  $B3b$ .

La gamme de variabilité de la courbure étant moins importante pour l'écoulement en haut débit avec  $\partial_x^2 Z(Q = 1000m^3.s^{-1}) \in [-7,8.10^{-6}; 1,3.10^{-7}]m^{-1}$  contre  $\partial_x^2 Z(Q = 50m^3.s^{-1}) \in [-3,7.10^{-5}; 1,1.10^{-6}]m^{-1}$  on retrouve à nouveau le filtrage du signal de pente du fond par l'écoulement pour le plus fort débit.

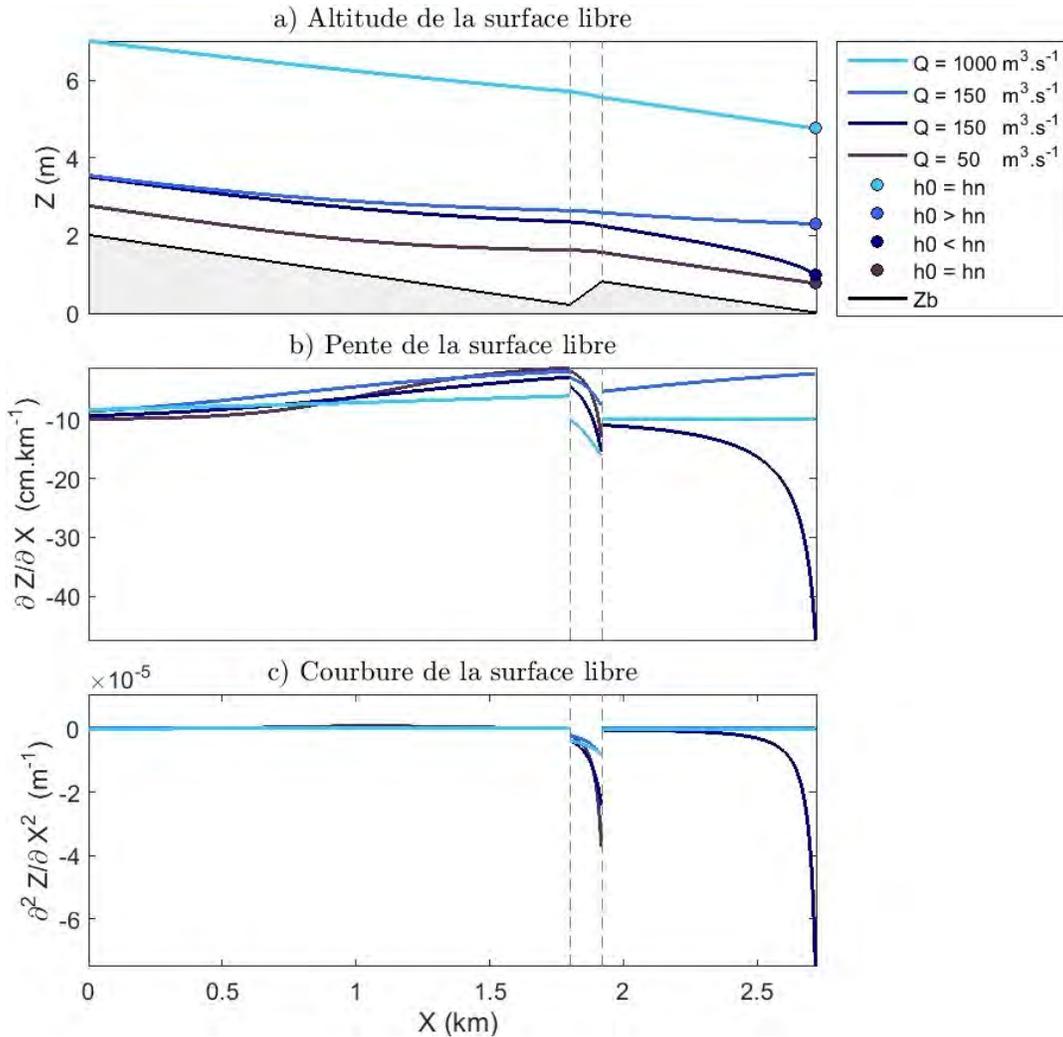


FIGURE 3.13 – Écoulements de débits :  $Q = 50m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3b}$ ;  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} < h_{n,B3b}$ ;  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} > h_{n,B3b}$ ;  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3b}$ ; dans un canal rectangulaire de largeur constante et dont la pente varie positivement dans le bief  $B2b$  (cf. cas 2 section 3.1.2.1 pour plus de détails sur les dimensions). a) Profil de la surface libre  $Z$ . b) Pente de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x Z$ . c) Courbure de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x^2 Z$ .

### 3.2.2.4 Visibilité hydraulique

La visibilité des conditions hydrauliques des écoulements dans le canal 2 est analysée en fonction du signal de courbure de surface libre (figures 3.14). Dans le bief  $B2b$  les profils 1, 2 et 3 sont de type  $A_2$ , caractérisés par  $\partial_x^2 Z < 0$  et la signature de la pente adverse dans le signal de courbure de surface libre du bief  $B2b$  est bien visible à partir

« d'observables ». Pour ces profils les portions de type  $M_1$  et  $M_2$  sont décelable dans le signal de courbure. A l'aval du profil 1 l'analyse du signe de la courbure ne permet pas d'identifier clairement le passage de  $B2b$  à  $B3b$ . Cependant tel qu'évoqué précédemment (section 3.2.2.3) la présence d'un extremum de courbure est dans ce cas un bon indicateur pour détecter la superposition de la condition limite de type  $h_{aval,B3b} < h_n$  sur l'influence hydraulique locale (en  $X = 1,9km$ ).

Pour le profil 4 de condition à la limite  $h_{aval,B3b} \gg h_n$  la courbure est telle que  $\partial_x^2 Z = 0$ . La signature de cette contre pente dans le signal de surface libre est donc davantage visible en basses eaux (cf. section 3.2.2.3) et tend à être masquée, i.e. non visible, par un contrôle aval d'amplitude croissante.

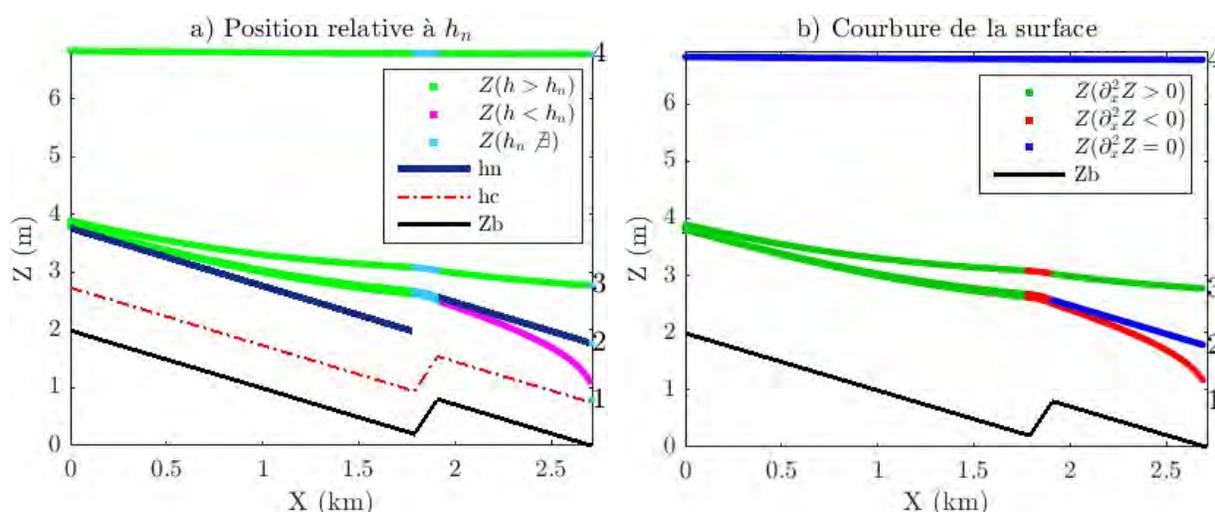


FIGURE 3.14 – Profils de la surface libre en fonction de l'influence de la condition limite aval  $h_c < h < h_n$  (profil 1),  $h = h_n$  (profils 2),  $h > h_n$  (profils 3 et 4) : a) La position relative de  $h$  à  $h_n$  est indiquée en vert ( $h > h_n$ ), magenta ( $h < h_n$ ) ou bleu foncé ( $h = h_n$ ). b) Courbure de la surface libre est indiquée en vert ( $\partial_x^2 Z > 0$ ), rouge ( $\partial_x^2 Z < 0$ ) ou bleu ( $\partial_x^2 Z = 0$ ).

### 3.2.3 Écoulement dans un canal dont la largeur varie (cas 3)

Dans ce canal l'écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  est soumis à une contraction puis un élargissement du canal (cf. section 3.1.2.2). La pente du canal est  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  constante et le canal est de section rectangulaire. Dans les biefs  $B1c$ ,  $B3c$  et  $B5c$  la largeur est constante, elle se contracte linéairement dans le bief  $B2c$  puis s'élargit linéairement dans le bief  $B4c$ . En tout point de l'écoulement dans le canal  $h_n > h_c$ , les profils sont de type  $M$ .

### 3.2.3.1 Analyse de l'écoulement :

La condition limite aval du domaine est  $h_{aval,B5c} = h_{n,B5c}$ , le débit est constant et la géométrie du bief  $B5c$  étant uniforme en espace on trouve logiquement un profil d'écoulement permanent uniforme (RPU) dans tout le bief (cf. figures 3.15.a et 3.15.b). Cette hauteur normale  $h_{n,B5c}$  représente en  $X = 8km$  la condition limite aval du bief  $B4c$ . L'écoulement est perturbé par l'élargissement du canal dans le bief  $B4c$  qui crée une accélération à l'aval du bief  $B3c$  où la hauteur d'eau tend vers  $h_{n,B3c}$  par valeurs inférieures vers l'amont où un RPU est atteint. C'est une courbe de remous de type  $M_2$ . La condition imposée à l'aval de  $B2c$  est  $h_{aval,B2c} = h_{n,B3c}$ . La géométrie du bief  $B2c$  n'étant pas uniforme la hauteur normale n'est pas définie. En remontant vers l'amont dans le bief  $B1c$  la hauteur d'eau va s'ajuster à  $h_{n,B1c}$  par valeurs supérieures ( $h_{aval,B1c} > h_{n,B1c}$ ) c'est une courbe de remous de type  $M_1$  causée par la contraction du canal en aval de ce bief. Il est intéressant de remarquer que les deux points  $X_{aval,\{B1c,B3c\}}$  contrôlant l'écoulement dans les biefs  $B1c$  et  $B3c$  correspondent chacun à des déviations maximales à la hauteur normale du lieu (cf. figure 3.15.c).

La figure 3.15.d montre la variation spatiale des termes source  $I$ ,  $J_1$  et  $J_2$ . La perte de charge par frottement  $J_1$  diminue de l'amont vers l'aval du bief  $B1c$  où  $J_1 < I$  et donc  $\partial_x h > 0$  car  $1 - Fr^2 > 0$ . L'écoulement est ralenti à cause de la condition limite  $h_{B2c} > h_{n,B1c}$  imposée à l'aval de ce bief. Dans le bief  $B2c$  le canal se contracte et donc  $J_2 < 0$ , l'écoulement est accéléré,  $J_1$  augmente avec  $|J_1| > |J_2|$  et donc  $I - J_1 + J_2 > 0$ , ainsi  $\partial_x h > 0$ . Dans le bief  $B3c$   $J_2 = 0$  car la largeur ne varie pas et à l'amont  $I$  et  $J_1$  sont en équilibre. A l'aval de ce bief la condition limite est telle que  $h_{B4c} < h_{n,B3c}$ ,  $R_h^{4/3}$  diminue et  $U^2$  augmente et donc  $J_1$  augmente. Dans le bief  $B4c$  le canal s'élargit,  $J_2 > 0$ ,  $J_1$  diminue et on a  $|J_1| > |J_2|$  et donc  $I - J_1 + J_2 < 0$ , ainsi  $\partial_x h < 0$ .

### 3.2. Caractérisation de signatures hydrauliques par observation de la surface libre

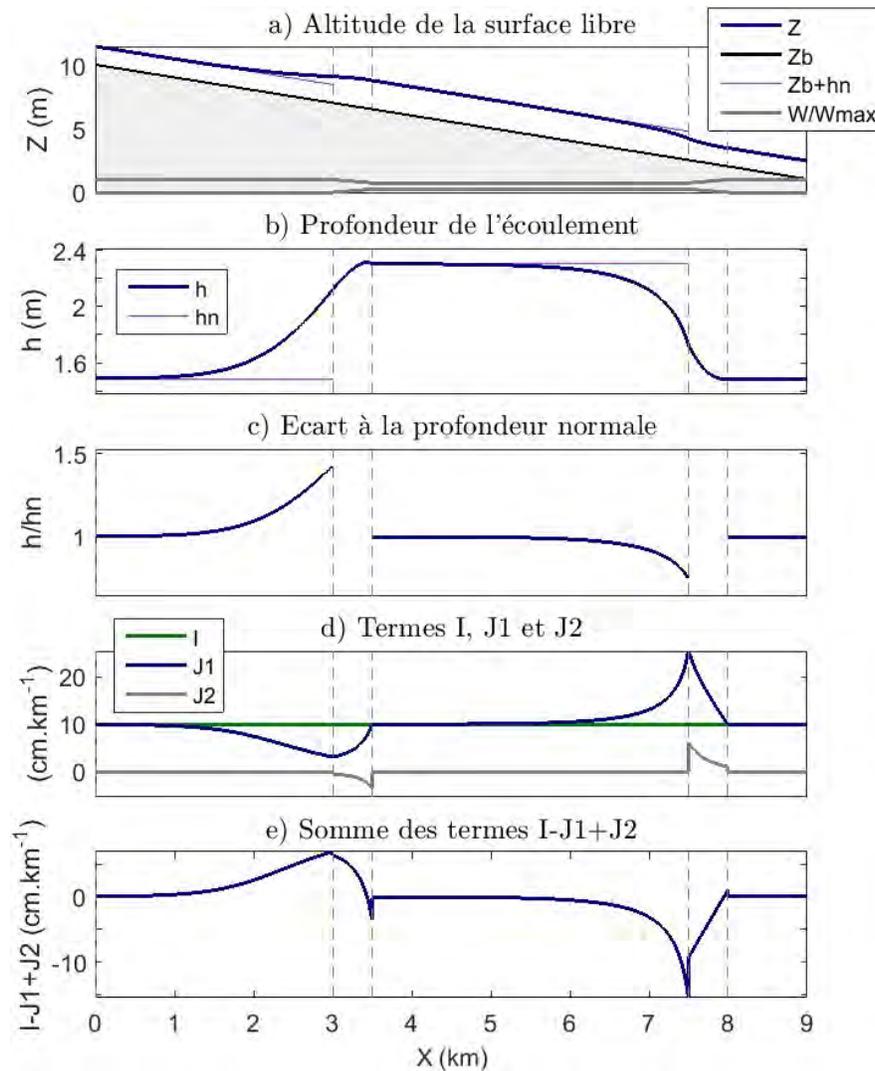


FIGURE 3.15 – a) Profil de la surface libre  $Z$  d'un écoulement de débit  $Q = 150\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  dans un canal de pente constante et dont la largeur varie (cf. section 3.1.2.2 pour plus de détails sur les dimensions). b) Profondeur de l'écoulement  $h$ . c) Rapport  $\frac{h}{h_n}$ . d) Termes  $I$ ,  $J_1$  et  $J_2$ . e) Somme des termes  $I - J_1 + J_2$ .

#### 3.2.3.2 Influence des conditions hydrauliques aux limites du bief et de la condition limite aval

Dans le bief  $B5c$  lorsque  $h < h_{n,B5c}$  le profil sera de type  $M_2$  (cf. figure 3.16, profils 1) alors que si  $h > h_{n,B5c}$  le profil sera de type  $M_1$  (profils 3, 4, 5 et 6). Dans le bief  $B3c$ , en fonction du type de contrôle à l'aval de  $B5c$  et qui remonte dans  $B4c$ , le profil est soit de type  $M_1$  ou

$M_2$ . Pour les dimensions considérées ici il n'existe pas de configurations qui permette de déclencher une  $M_2$  dans le bief B1c, cependant cette configuration peut exister si le bief B3c est beaucoup plus court.

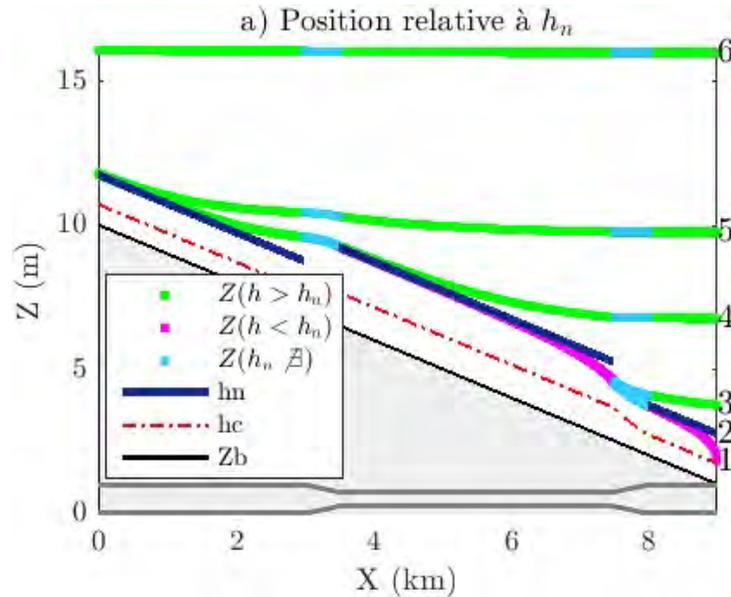


FIGURE 3.16 – Influence de la condition limite aval avec : a)  $h_c < h < h_n$  (profil 1),  $h = h_n$  (profils 2),  $h > h_n$  (profils 3, 4, 5 et 6).

### 3.2.3.3 Analyse des « observables » de surface libre

On illustre certains des cas ci-dessus en associant débit et condition aval variables :

1. Un écoulement bas débit  $Q = 50m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3b}$ .
2. Un écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  dont la condition à l'aval est de type  $h_{aval} < h_{n,B3b}$ .
3. Un écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  dont la condition à l'aval est de type  $h_{aval} > h_{n,B3b}$ .
4. Un écoulement à plus fort débit  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3b}$ .

Dans le bief B1c la courbure de la surface libre des écoulements  $\partial_x^2 Z > 0$  (cf. figure 3.17.c) provient de l'influence du contrôle  $h(X = 3km) = h_{B2c} > h_{n,B1c}$  imposé par la contraction de largeur (1<sup>er</sup> trait pointillé). Au niveau de la section de contrôle à l'aval de B1c un extremum de courbure positif à lieu pour tous les régimes.

Dans le bief B2c la courbure de l'écoulement est négative et on trouve à l'aval de ce bief un extremum négatif de courbure pour tous les régimes. A l'aval du bief B3c la courbure de

la surface libre de l'écoulement  $\partial_x^2 Z < 0$  provient du contrôle imposé par  $h(X = 7.5km) = h_{B4c} < h_{n,B3c}$  et on trouve aussi à ce point de contrôle un extremum négatif de courbure pour tous les régimes. Dans le bief  $B4c$  qui se contracte la courbure est positive  $\partial_x^2 Z > 0$ .

Dans ce canal de largeur variable plus le débit est faible moins la pente de la surface libre de l'écoulement dévie de la pente moyenne de fond (cf. figure 3.17.a et 3.17.b). La gamme de variation de la courbure de la surface libre (cf. figure 3.17.c) est elle aussi plus faible pour l'écoulement en bas débit avec  $\partial_x^2 Z (Q = 50m^3.s^{-1}) \in [-8, 1.10^{-6}; 9, 3.10^{-7}]m^{-1}$  contre  $\partial_x^2 Z (Q = 1000m^3.s^{-1}) \in [-4, 9.10^{-5}; 1, 5.10^{-6}]m^{-1}$ . L'effet des variations de largeur du canal sur la ligne d'eau sont donc plus visibles en hautes eaux et on remarque qu'au niveau des sections de contrôle en  $X = 3km$ ,  $X = 3.5km$  et  $X = 7.5km$  les extrema locaux de courbure sont d'intensité croissante en fonction du débit.

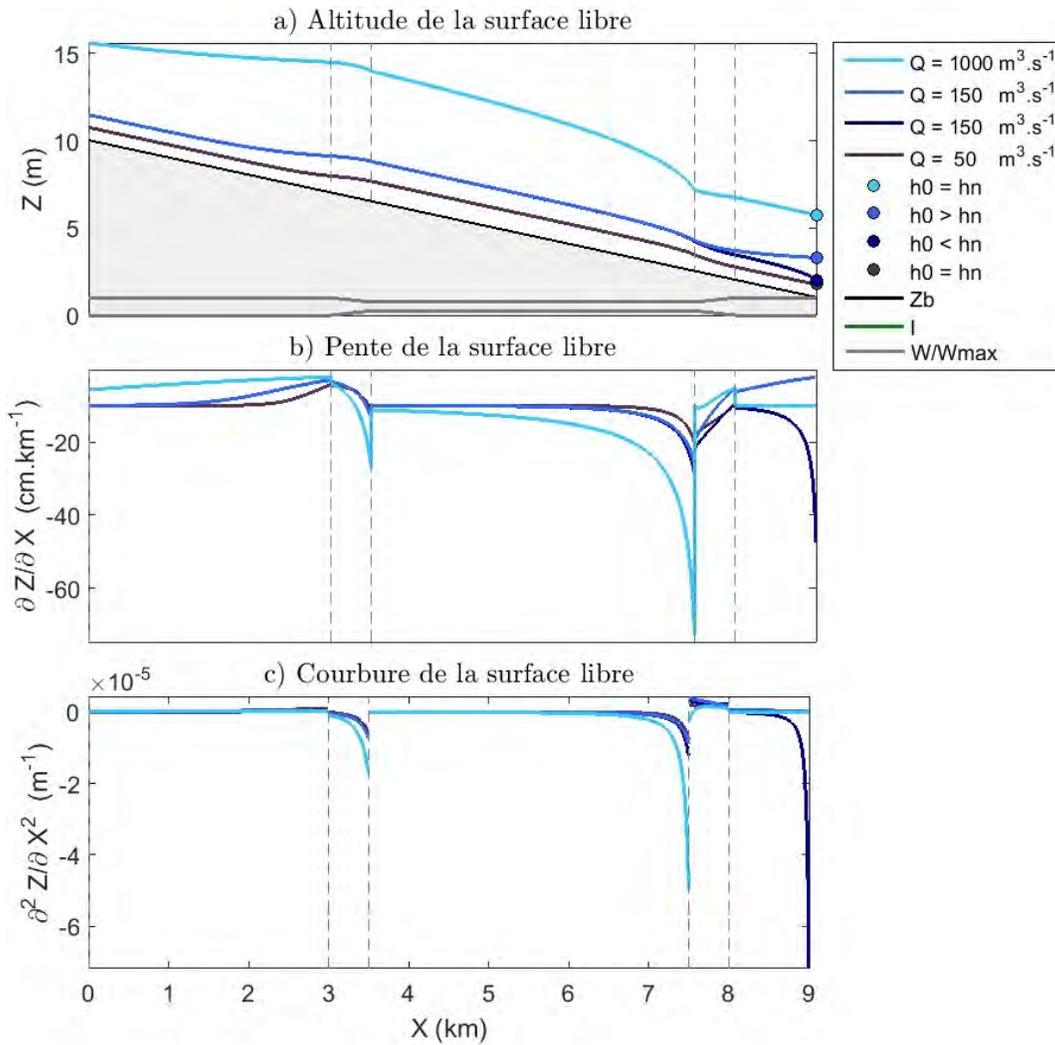


FIGURE 3.17 – Écoulements de débits :  $Q = 50\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3c}$ ;  $Q = 150\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  avec  $h_{aval} < h_{n,B3c}$ ;  $Q = 150\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  avec  $h_{aval} > h_{n,B3c}$ ;  $Q = 1000\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3c}$ ; dans un canal de pente constante et dont la largeur varie (cf. section 3.1.2.2 pour plus de détails sur les dimensions). a) Profil de la surface libre  $Z$ . b) Pente de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x Z$ . c) Courbure de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x^2 Z$ .

### 3.2.3.4 Visibilité

Dans le bief  $B2c$  dont la largeur se contracte (et où on rappelle que  $h_n$  n'est pas défini) les profils sont caractérisés par  $\partial_x^2 Z < 0$  pour tous les profils. Pour les profils 1 et 2 les portions de type  $M_1$ ,  $M_2$  et  $RPU$  sont décelable dans le signal de courbure et pour tous les biefs. Pour les profils 3, 4 et 5 l'effet de élargissement est masqué de plus en plus vers l'amont lorsque la condition limite aval  $h_{aval} > h_{n,B5c}$  augmente. À nouveau, un fort niveau

d'eau aval masque l'effet de cette variation géométrique (profil 6). Ainsi la signature des variations de largeur dans le signal de surface libre est davantage visible en hautes eaux (cf. section 3.2.3.3) mais tend à être masquée par un contrôle aval d'amplitude croissante.

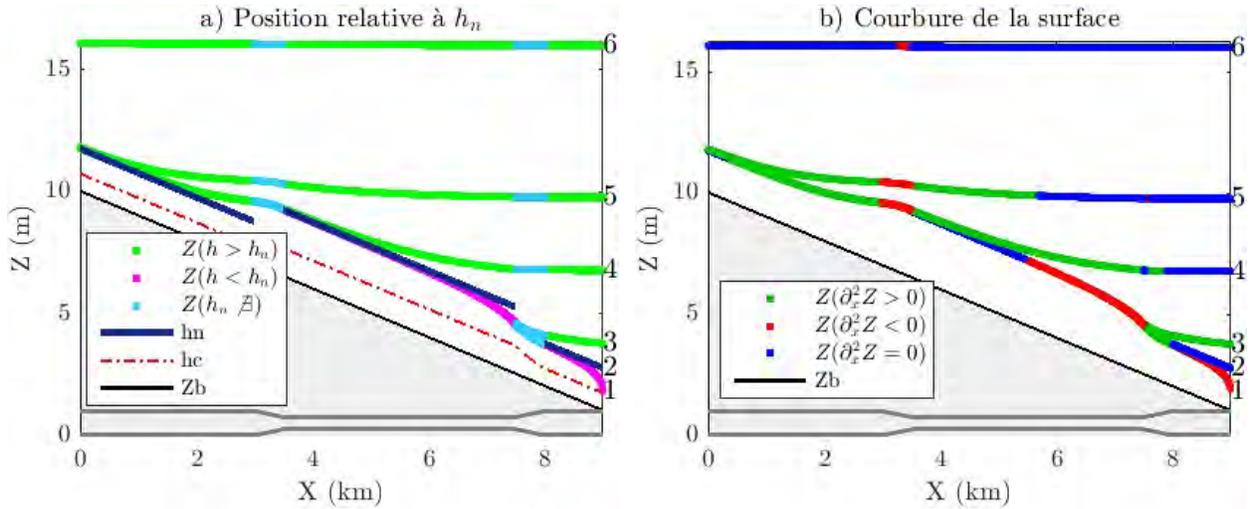


FIGURE 3.18 – Profils de la surface libre en fonction de l'influence de la condition limite aval  $h_c < h < h_n$  (profil 1),  $h = h_n$  (profils 2),  $h > h_n$  (profils 3, 4, 5 et 6) : a) La position relative de  $h$  à  $h_n$  est indiquée en vert ( $h > h_n$ ), magenta ( $h < h_n$ ) ou bleu foncé ( $h = h_n$ ) b) Courbure de la surface libre est indiquée en vert ( $\partial_x^2 Z > 0$ ), rouge ( $\partial_x^2 Z < 0$ ) ou bleu ( $\partial_x^2 Z = 0$ ).

### 3.2.4 Écoulements avec friction distribuée (cas 4)

Dans ce canal l'écoulement, de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$ , est soumis à une variation de rugosité des parois (cf. section 3.1.2.3). Le canal est rectangulaire de largeur  $W = 100m$  et de pente de fond  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  constantes. La rugosité du canal  $K = 30m^{1/3}.s^{-1}$  varie dans le bief  $B2d$  à  $K = 35m^{1/3}.s^{-1}$ . Dans cet exemple l'écoulement est fluvial et en tout point  $h > h_c$  et par définition (cf. chapitre 2) les profils de surface libre sont de types M. Pour ce canal dont la largeur ne varie pas  $J_2 = 0$  l'équation 3.1 se réduit à  $(1 - Fr^2)\partial_x h = I - J_1$ .

#### 3.2.4.1 Analyse de l'écoulement :

La condition limite aval du domaine est à nouveau  $h_{aval,B3d} = h_{n,B3d}$ , le débit est constant et la géométrie du bief  $B3d$  étant uniforme en espace on trouve logiquement un profil d'écoulement permanent uniforme (RPU) dans tout le bief  $B3d$  (cf. figure 3.19.a,b). Cette hauteur normale  $h_{n,B3d}$  représente en  $X = 1,9km$  la condition limite aval du bief  $B2d$ . Dans le bief  $B2d$  le coefficient de rugosité  $K$  est supérieur à celui des biefs  $B1d$  et  $B3d$ . Lorsque le

coefficient de rugosité  $K$  augmente la friction diminue et donc la résistance à l'écoulement et ainsi la hauteur normale associée diminuent (cf. figure 3.19.d). Le contrôle imposé au niveau de la section de contrôle à l'aval en  $X = 1.6km$  est donc de type  $h_{n,B3d} > h_{n,B2d}$ . Dans ce bief  $h_{B2d} > h_{n,B2d}$  le profil est de type  $M1$ . La déviation maximale de  $h_{B2d}$  à  $h_{n,B2d}$  se situe au niveau de la section de contrôle à  $X = 1,6km$  et représente le maximum global de déviation de  $h$  à  $h_n$ . Cette diminution de profondeur dans le bief  $B2d$  (qui ne parvient pas à s'ajuster à  $h_n$ ) impose une condition limite en  $X = 1,3km$  telle que  $h_{aval,B1d} < h_{n,B1d}$  (cf. figure 3.19.b) et ainsi le profil est de type  $M_2$  dans le bief  $B1d$ . La déviation de  $h_{B1d}$  à  $h_{n,B1d}$  (cf. figure 3.19.c) est maximale au niveau de la section de contrôle en aval.

### 3.2. Caractérisation de signatures hydrauliques par observation de la surface libre

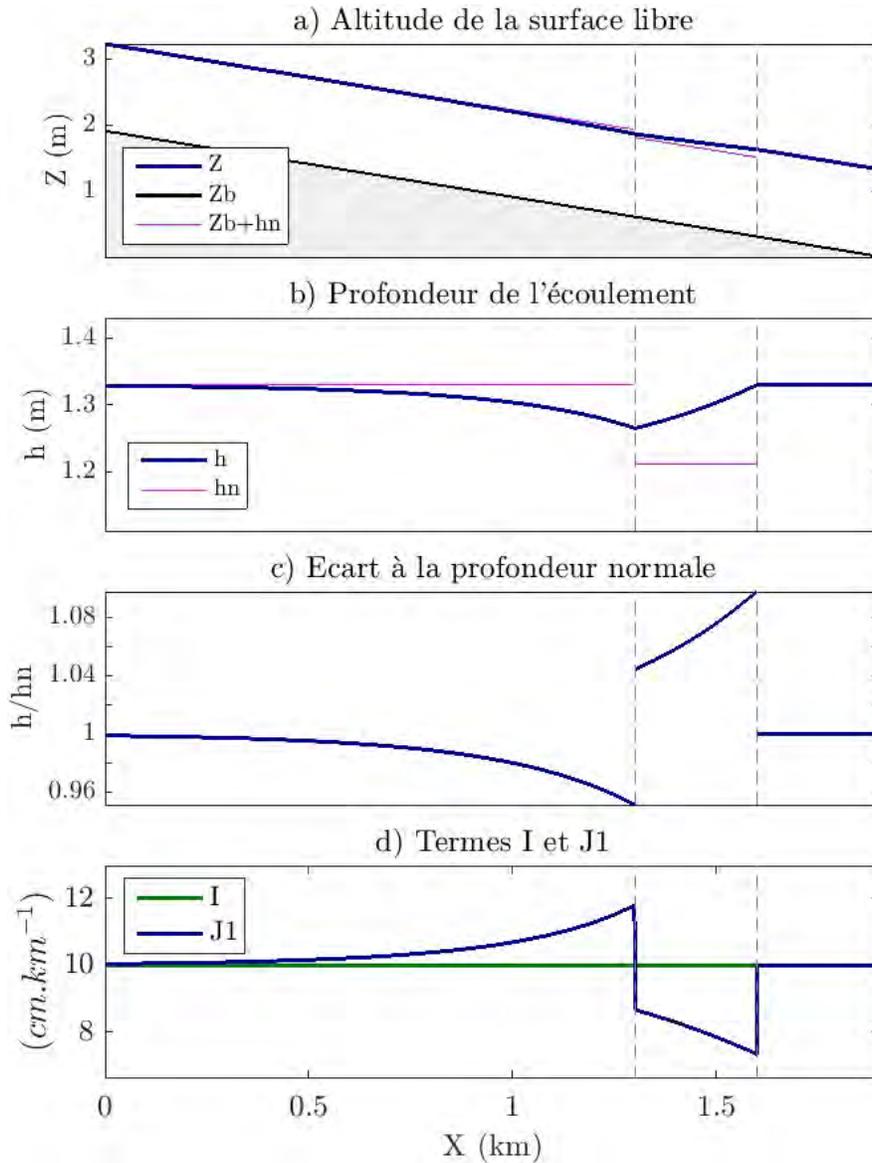


FIGURE 3.19 – Profil de la surface libre  $Z$  d'un écoulement de débit  $Q = 150\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  dans un canal de pente et de largeur constantes et dont la rugosité varie dans le bief  $B2d$  (cf. section 3.1.2.3 pour plus de détails sur les dimensions). b) Profondeur de l'écoulement  $h$ . c) Rapport  $\frac{h}{h_n}$ . d) Termes  $I$  et  $J_1$ .

### 3.2.4.2 Influence des conditions hydrauliques aux limites du bief et de la condition limite aval

Lorsque  $h < h_{n,B3d}$  le profil est de type  $M_2$  (cf. figure 3.20, profils 1) alors que si  $h > h_{n,B3d}$  le profil est de type  $M_1$  (cf. figure 3.20, profils 3 et 4). Selon le type de contrôle à l'aval de  $B3d$ , le profil est soit de type  $M_1$ ,  $M_2$  ou non contrôlé (RPU) dans le bief  $B2d$ . Ainsi en fonction des dimensions du canal et du contrôle il est possible que le profil de l'écoulement soit de type  $M_1$  (profil 3) ou  $M_2$  sur l'ensemble du domaine (profil 1).

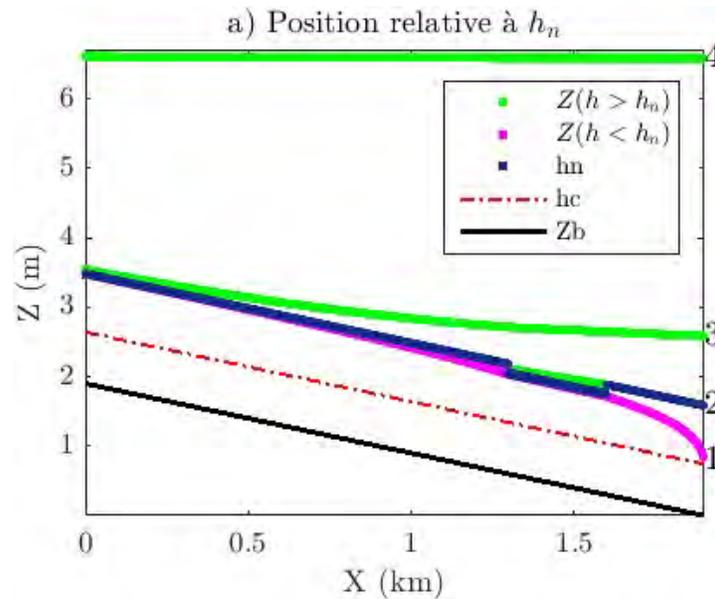


FIGURE 3.20 – a) Influence de la condition limite aval avec : a)  $h_c < h < h_n$  (profil 1),  $h = h_n$  (profils 2),  $h > h_n$  (profils 3 et 4).

### 3.2.4.3 Analyse des « observables » de surface libre :

On illustre certains des cas ci-dessus en associant débit et condition aval variables :

1. Un écoulement bas débit  $Q = 50m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3b}$ .
2. Un écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  dont la condition à l'aval est de type  $h_{aval} < h_{n,B3b}$ .
3. Un écoulement de débit  $Q = 150m^3.s^{-1}$  dont la condition à l'aval est de type  $h_{aval} > h_{n,B3b}$ .
4. Un écoulement à plus fort débit  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3b}$ .

Sur tout le domaine la gamme de variation de la pente de la surface libre de l'écoulement de débit  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  est moins importante que pour les autres débits/conditions aval.

### 3.2. Caractérisation de signatures hydrauliques par observation de la surface libre

---

Pour cet écoulement et à l'échelle du domaine la pente de la surface libre (cf. figure 3.21.b) dévie moins de la pente moyenne du fond. Aussi la courbure de la surface libre (cf. figure 3.21.c) de cet écoulement est très faible sur tout le domaine avec  $\partial_x^2 Z (Q = 1000 m^3 \cdot s^{-1}) \in [-2, 7 \cdot 10^{-8}; 1, 7 \cdot 10^{-7}] m^{-1}$  contre  $\partial_x^2 Z (Q = 50 m^3 \cdot s^{-1}) \in [-2, 2 \cdot 10^{-6}; 1, 1 \cdot 10^{-6}] m^{-1}$ . Ainsi plus le débit augmente et plus la gamme de variation de la courbure de la surface libre est faible. Les deux sections de contrôle sont marquées par des pics de courbure soit positifs soit négatifs dont l'intensité diminue quand le débit augmente. Ceci signifie que plus le débit est important moins la surface libre de cet écoulement est perturbée par les variations de rugosité du canal.

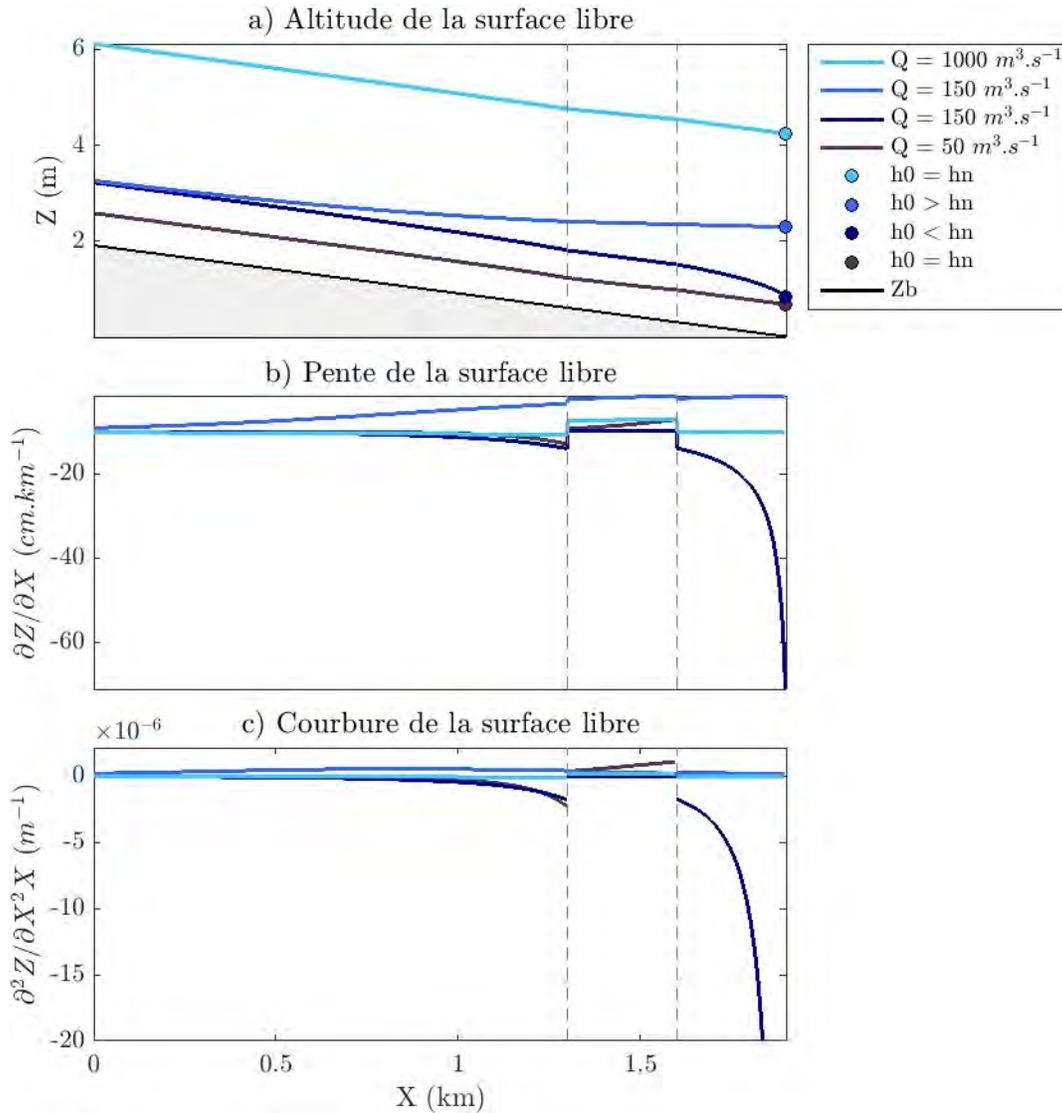


FIGURE 3.21 – Écoulements de débits :  $Q = 50\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3d}$ ;  $Q = 150\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  avec  $h_{aval} < h_{n,B3d}$ ;  $Q = 150\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  avec  $h_{aval} > h_{n,B3d}$ ;  $Q = 1000\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  avec  $h_{aval} = h_{n,B3d}$ ; dans un canal de pente et de largeur constante et dont la rugosité varie dans le bief  $B2d$  (cf. section 3.1.2.3 pour plus de détails sur les dimensions). a) Profil de la surface libre  $Z$ . b) Pente de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x Z$ . c) Courbure de la surface libre de l'écoulement  $\partial_x^2 Z$ .

### 3.2.4.4 Visibilité hydraulique

En fonction de la condition à la limite imposée (cf. figures 3.22.a) à l'aval de  $B3d$  le profil est de type  $M_1$ ,  $M_2$  ou  $RPU$ . Pour les profils 1, 2 et 3 les portions de type  $M_1$  et  $M_2$  et

RPU sont décelables dans le signal de courbure. Pour le profil 4, de conditions à la limite  $h_{aval,B3b} \gg h_n$ , la courbure est telle que  $\partial_x^2 Z = 0$ . Ainsi la signature de ces variations de rugosité dans le signal de surface libre est davantage visible en basses eaux (cf. section 3.2.4.3) et tend à être masquée par un contrôle aval d'amplitude croissante.

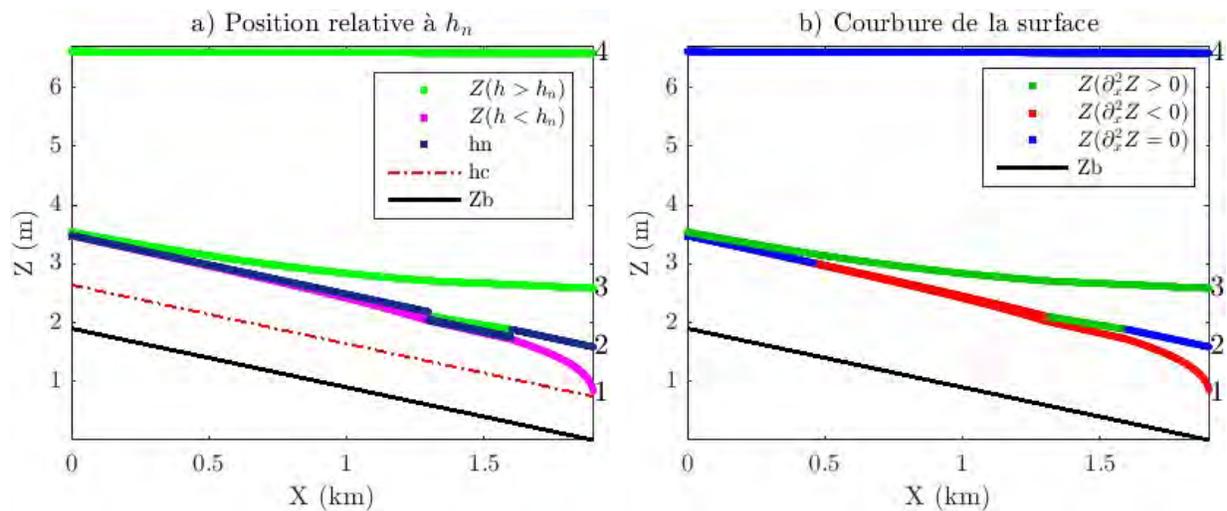


FIGURE 3.22 – Profils de la surface libre en fonction de l'influence de la condition limite aval  $h_c < h < h_n$  (profil 1),  $h = h_n$  (profils 2),  $h > h_n$  (profils 3 et 4) : a) La position relative de  $h$  à  $h_n$  est indiquée en vert ( $h > h_n$ ), magenta ( $h < h_n$ ) ou bleu foncé ( $h = h_n$ ) b) Courbure de la surface libre est indiquée en vert ( $\partial_x^2 Z > 0$ ), rouge ( $\partial_x^2 Z < 0$ ) ou bleu ( $\partial_x^2 Z = 0$ ).

### 3.3 Synthèse de la visibilité hydraulique des signatures des singularités sur les lignes d'eau

Les résultats précédents (cf. section 3.2) sont synthétisés en terme de variables observables soit : la surface libre  $Z$  et ses dérivées spatiales premières et secondes (pente et courbure)  $\partial_x^n Z = \partial_x^n h + \partial_x^n Z_b$  avec  $n = 1; 2$ , la largeur  $W$  et les variations de de largeur  $\partial_x W$ .

On distingue trois configurations de pente et concavité de la surface libre :

1. La pente et la courbure sont nulles soit  $\partial_x Z = 0$  et  $\partial_x^2 Z = 0$  (cf figure 3.23-1<sup>e</sup> colonne  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h \gg h_n$ ) : l'écoulement est contrôlé par une importante hauteur d'eau à l'aval avec  $h_0 \gg h_n$  qui provoque une importante décélération de l'écoulement.
2. La pente est non nulle et la courbure est nulle soit  $\partial_x Z \neq 0$  et  $\partial_x^2 Z = 0$ , trois sous-cas sont possibles :

- a) Pas de contrôle hydraulique car la géométrie du canal et la rugosité sont uniformes  $\partial_x Z_b = cste$ ,  $W = cste$  et  $K = cste$ , on a dans ce cas  $h/h_n = 1$ .
  - b) La courbure de surface libre n'est pas visible à l'échelle d'observation ou très petite, e.g. un contrôle hydraulique disparaissant avec un débit croissant. On a vu (cf. section 3.2) que dans certaines configurations le signal de pente et de courbure a tendance à diminuer lorsque le débit augmente, on dit que l'écoulement filtre la topographie. Avec l'augmentation du débit cet effet filtrant a tendance à augmenter et le signal de courbure à diminuer, et donc la signature de la variation de topographie sur la surface de l'écoulement est moins visible. Les propriétés de filtrage seront explorées en détail en section 3.5.
  - c) La singularité est masquée par un fort contrôle aval. Lorsque l'effet d'une singularité sur la surface libre est masquée à cause d'un contrôle qui vient de l'aval la signature de la singularité sur la surface de l'écoulement se déplace vers l'amont.
3. La pente est non nulle et la courbure est nulle soit  $\partial_x Z \neq 0$  et  $\partial_x^2 Z = 0$  :
- a) Il est aisé d'identifier les sections de contrôle par l'analyse des variabilités de  $\frac{h}{h_n}$ . Or dans un contexte « d'observables » nous avons montré que les sections de contrôle sont associées à des points d'inflexion du profil de surface libre et/ou des extrema locaux de courbure. Aussi nous avons montré (cf. section 3.2 et figure 3.23-2<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> ligne) que les sections de contrôle sont toujours associées à des extrema locaux de courbure qui indiquent la présence d'un fort contrôle à l'échelle du bief. Pour tous les cas explorés ci-dessus pour une surface libre caractérisée par  $\partial_x Z < 0$  le maximum de courbure se situe au niveau de la section de contrôle. Pour les surfaces libre caractérisées par  $\partial_x Z > 0$  le maximum local se situe soit au niveau de la section de contrôle soit un peu plus en amont. Ceci suggère que les points d'inflexion et les extrema locaux de la courbure de la surface libre sont de bons indicateurs pour décrire l'emplacement des sections de contrôle.
  - b) L'analyse pour différents débits montre que les sections de contrôle dues aux ruptures de pente (figure 3.23 -1<sup>e</sup> et -2<sup>e</sup> colonnes) et aux variabilités de la rugosité (cf. figure 3.23 -4<sup>e</sup> colonne) sont plus identifiables pendant les basses eaux car la courbure est plus prononcée pour les bas débits. Les variations de sections (cf. figure 3.23 -3<sup>e</sup> colonne) sont elles plus identifiables pendant les hautes eaux pour les mêmes raisons.
  - c) Pour toutes les configurations explorées, lorsque un contrôle aval de type  $h > h_n$  se propage à l'amont, l'effet de variations locales de la pente du fond et de la

friction sur la surface libre de l'écoulement est moins visible. Ainsi pour les variations de pente et de rugosité, des débits et des conditions aux limites d'intensité croissante auront tendance à masquer ou filtrer ces singularités. Cependant les variations de la section du canal seront elles plus visibles pour des débits croissants mais moins pour des contrôles aval d'intensité croissante.

- d) Les variabilités de la surface libre seront donc dépendantes du débit, des conditions aux limites et des singularités (géométriques ou rugosité).

On remarquera que la gamme de variation du terme de pression  $J_2$  peut être du même ordre de grandeur que le terme de perte de charges  $J_1$  par frottements ce qui souligne l'importance de considérer une profondeur normale basée sur l'équilibre des trois termes : traction gravitationnelle, friction et force de pression paroi-fluide.

La même étude a été réalisée pour une section de forme triangulaire. Ce choix est motivé par le fait que l'aire et le périmètre hydraulique d'une section en travers (non tressée) de forme quelconque sera comprise entre celle d'une section rectangulaire et triangulaire. L'analyse révèle que la forme de la section peut avoir un effet sur l'amplitude de la signature hydraulique mais ne change pas les conclusions précédentes sur la visibilité des signatures de surface libre des 4 variations types considérées.

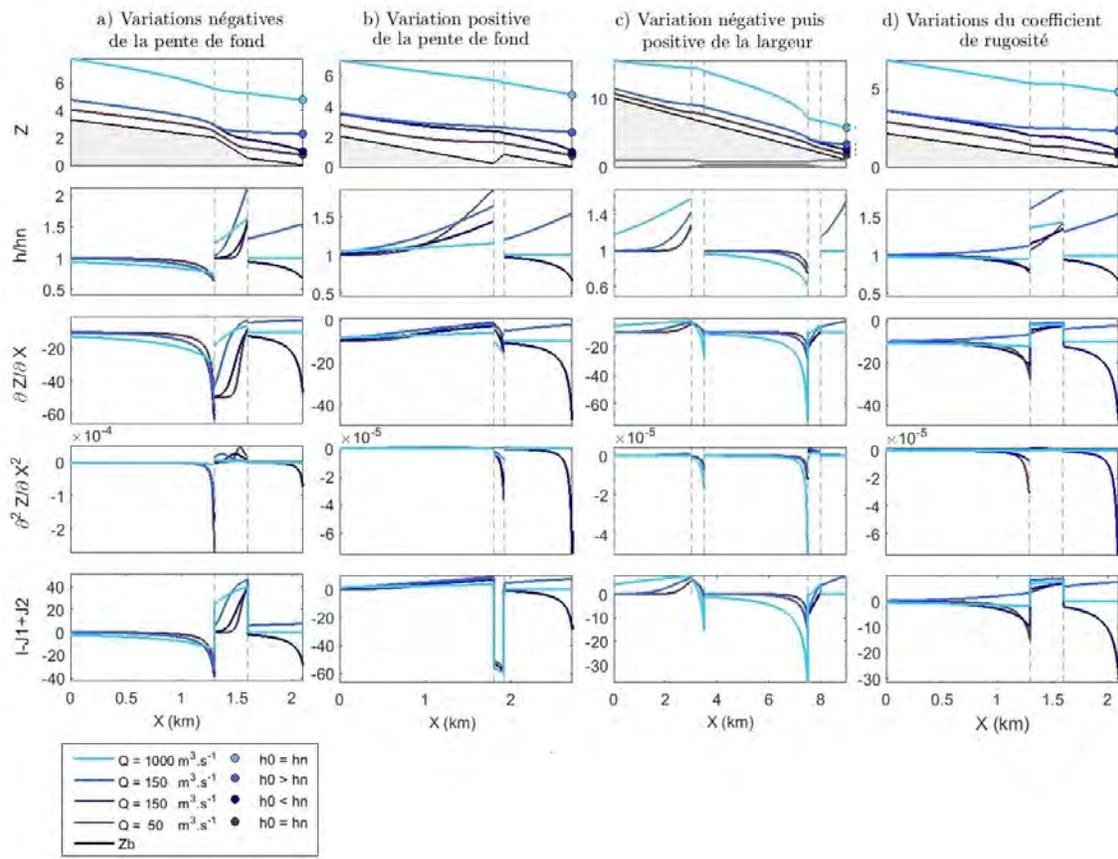


FIGURE 3.23 – Quatre régimes d'écoulements de débits  $Q = 50m^3.s^{-1}$  avec  $h = h_n$ ,  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h < h_n$ ,  $Q = 150m^3.s^{-1}$  avec  $h > h_n$  et  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  avec  $h = h_n$  sur les canaux définis en section 3.1 a) Cas 1 : canal dont la pente de fond augmente puis diminue. b) Cas 2 : canal dont la pente de fond est perturbé par une pente adverse. c) Cas 3 : canal dont la largeur varie. d) Cas 4 : canal dont la rugosité varie. Ligne 1 : altitude de la surface libre  $Z$  en [m]. Ligne 2 : écart à la hauteur normale  $h/h_n$ . Ligne 3 : pente de la surface libre  $\partial_x Z$  en [cm.km<sup>-1</sup>]. Ligne 4 : courbure de la surface libre  $\partial_x^2 Z$  [m<sup>-1</sup>]. Ligne 5 : somme des termes  $I + J_1 + J_2$ .

### 3.4 Longueurs de contrôle

On souhaite estimer les longueurs sur lesquelles un écoulement peut être perturbé par remontée d'un contrôle à l'aval. Pour cela on définit 3 gammes de débits pour chacun des ordres de grandeur des cours d'eau définis dans la section 3.1. Ces débits sont choisis de façon à couvrir une gamme étendue de débits, d'ordres de grandeur :  $O(10^2)$ ,  $O(10^3)$ ,  $O(10^4)$  (cf. tableau 3.6).

Gamme de cours d'eau	Petit $O(10^2)$			Moyen $O(10^3)$			Grand $O(10^4)$		
Q ( $m^3 \cdot s^{-1}$ )	100	500	1000	1000	5000	10000	10000	20000	40000

TABLE 3.6 – Gammes de débits représentatives des petits, moyens et grands cours d'eau.

Dans la partie 3.2 nous avons étudié l'effet d'une variation de forme ou de rugosité du canal sur la forme de la surface libre, montré que la déviation de  $h$  à  $h_n$  est maximale localement au droit d'une section de contrôle et que le remous se propage vers l'amont sur une longueur dite de contrôle, notée  $L_C$ , au bout de laquelle  $h$  va tendre vers  $h_n$  si l'écoulement n'est pas de nouveau perturbé. Dans cette partie on souhaite définir une gamme de longueur  $L_C$  induites par quelques configurations régime/singularité différentes.

Samuels (1989) dérive en introduisant une petite perturbation dans les équations de Saint Venant complètes en régime permanent et sous quelques hypothèses une expression simple pour estimer la longueur sur laquelle l'écoulement est contrôlé à l'amont d'une section de contrôle. Les ordres de grandeurs pour simplifier les équations résultent de considérations géométriques sur canaux rectangulaires et trapézoïdaux. Samuels (1989) définit  $\eta_0$  comme l'écart à la profondeur normale au niveau de la section de contrôle tel que  $\eta_0(x_{sc}) = |h - h_n|_{x=x_{sc}}$  avec  $x_{sc}$  l'abscisse de la section de contrôle et  $\eta(x) = |h - h_n|$  l'écart de  $h$  à  $h_n$  en un point quelconque à l'amont du point de contrôle (cf. figure 3.24). Samuels (1989) considère que l'écoulement n'est plus ou que très peu contrôlé lorsque  $\eta = 0,1\eta_0$ . La formulation proposée pour estimer la longueur de contrôle  $L_C$  est la suivante :

$$L_C = 0,7 \frac{h(x_{sc})}{\partial_x Z_b(x_{sc})} \quad (3.2)$$

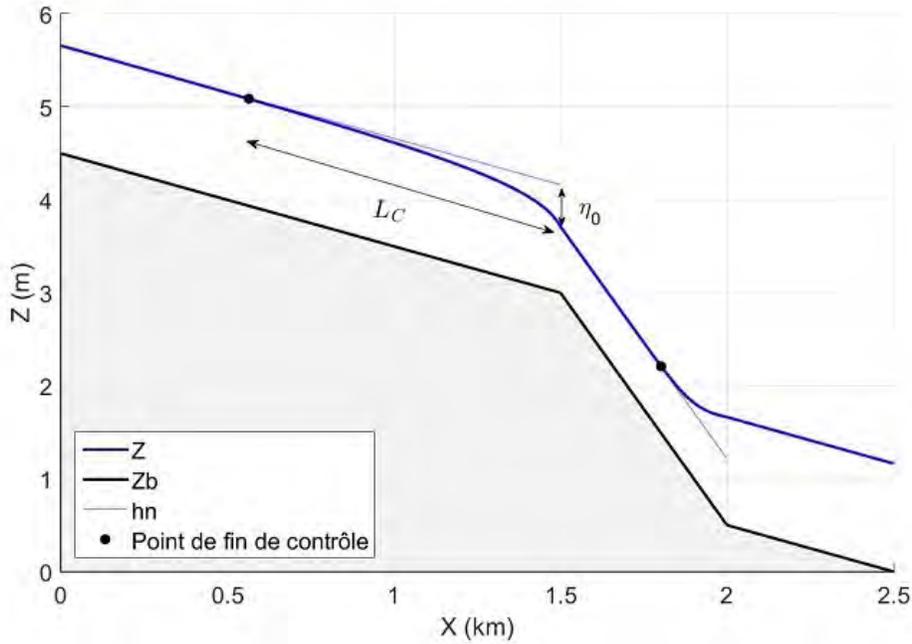


FIGURE 3.24 – Longueur de contrôle hydraulique.

Cette hypothèse établie est forte dans le cas de l'étude de cours d'eau dont les déformations typiques sont supérieures à  $1m$ . En effet pour une perturbation  $\eta_0 = 1m$ , cela revient à considérer que l'écoulement n'est plus ou que très peu contrôlé lorsque  $\eta = 10cm$ . On choisit donc de considérer que l'écoulement n'est plus contrôlé lorsque  $\eta = 0,01\eta_0$  et l'équation 3.2 est recalculée ici.

En reprenant la relation de Samuels (1989) qui lie  $\eta$  à  $\eta_0$  :

$$\eta = \eta_0 \exp(-3,3) \frac{L_C}{h(x_{SC})} \partial_x Z_b(x_{SC}) \quad (3.3)$$

et en considérant que l'écoulement n'est plus (ou que très faiblement) contrôlé lorsque  $\eta = 0.01\eta_0$  on obtient la relation :

$$L_{C,sam} = 1,3955 \frac{h(x_{SC})}{\partial_x Z_b(x_{SC})} \quad (3.4)$$

Il est important de remarquer que lorsque  $h \rightarrow h_n$  soit lorsque  $\eta = 0$  et donc que l'écoulement n'est pas sous contrôle  $L_{C,sam} \rightarrow 1,3955 \frac{h_n}{\partial_x Z_b}$  et donc  $L_{C,sam} \neq 0$ .

On propose de comparer les longueurs de contrôle  $L_{C,sam}$  (formule de Samuels (1989) recalculée pour  $\eta = 0,01\eta_0$ , cf. équation 3.4) aux longueurs de contrôle calculées en terme de déviation à  $h_n$  au point où  $\eta = 0,01\eta_0$  notée  $L_{C,hn}$ .

A titre d'illustration on représente sur la figure 3.25 les longueurs de contrôle  $L_{C,hn}$  imposées par les singularités définies dans la section 3.1 pour les écoulements de débits croissants et pour l'échelle représentative des petits cours d'eau. On montre sur la figure que ces longueurs de contrôle estimées augmentent lorsque le débit augmente pour toutes les singularités explorées. Cela signifie que même si l'écoulement tend à filtrer la topographie (cas des canaux dont la pente ou la rugosité varie) et donc quand  $\frac{h}{h_n}$  diminue, la longueur sur laquelle l'écoulement est contrôlé sera quand même plus importante pour les hauts débits.

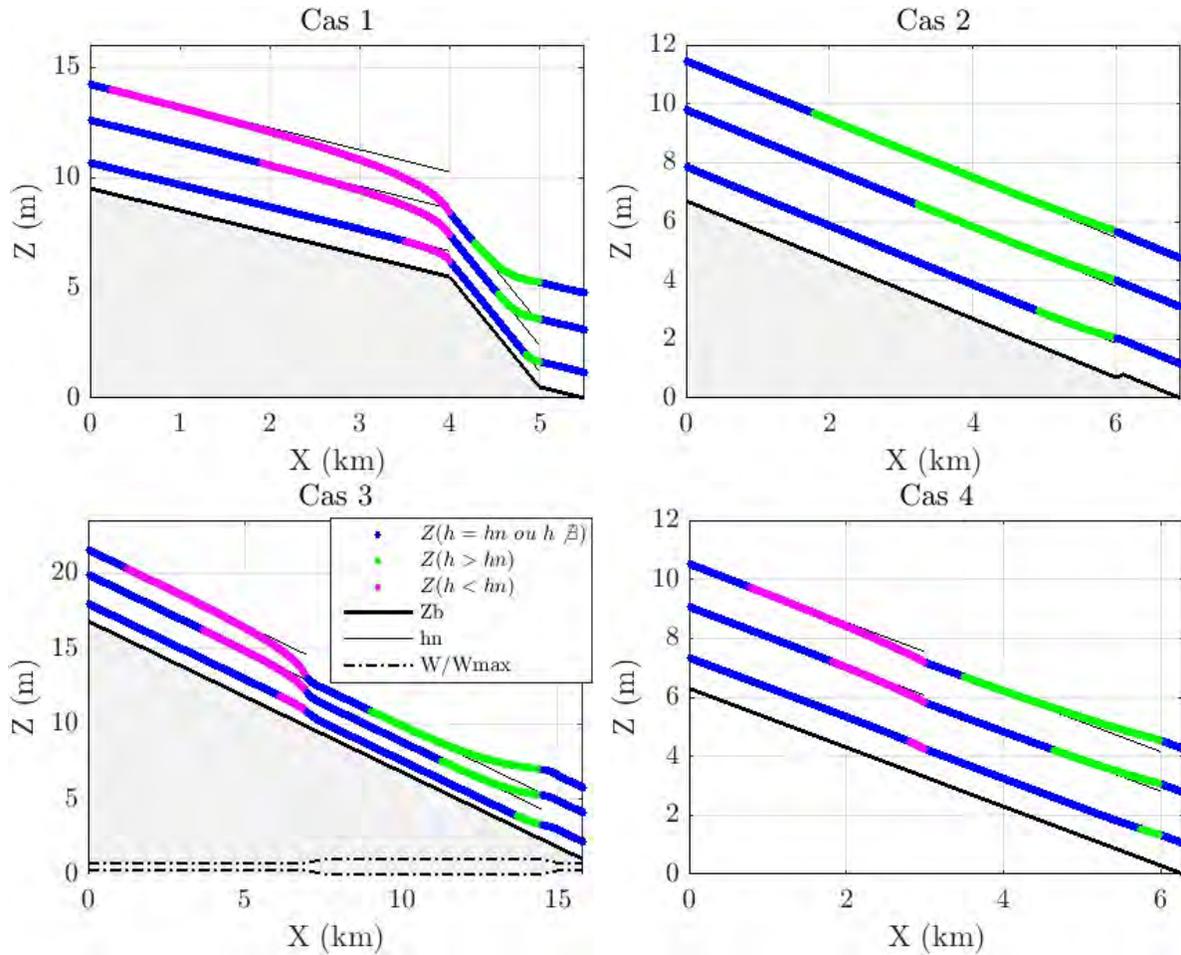


FIGURE 3.25 – longueurs de contrôle  $L_{C,hn}$  sur lesquelles les écoulements de débits  $Q = 100m^3.s^{-1}$ ,  $Q = 500m^3.s^{-1}$  et  $Q = 1000m^3.s^{-1}$  sont contrôlés. L'échelle de rivière représentée est celle représentative des petits cours d'eau. On indique en magenta lorsque  $h < 0,01h_n$  et en vert lorsque  $h > 0,01h_n$ . Longueurs de contrôle dues : cas 1) à une augmentation de la pente puis à une diminution de la pente ; cas 2) à une contre pente ; cas 3) à un élargissement et une contraction du canal ; cas 4) à l'augmentation du coefficient  $K$  puis à sa diminution. Pour plus de détails sur les dimensions des cas tests se référer à la section 3.1.

Sur la figure 3.26 on représente  $L_{C,sam}(L_{C,hn})$  pour toutes les échelles de canaux. L'écart moyen entre  $L_{C,sam}$  et  $L_{C,hn}$  est de  $0,97km$  pour les canaux représentatifs des petits cours d'eau,  $25km$  pour les canaux représentatifs des cours d'eau moyens et  $568km$  pour les canaux représentatifs des grands cours d'eau. Même si l'écart entre  $L_{C,hn}$  et  $L_{C,sam}$  est considérable à toutes les échelles la formule de Samuels (1989) offre tout de même l'avantage de ne pas avoir à simuler numériquement les écoulements pour estimer des longueurs de

contrôle. Elle permet donc un calcul a priori rapide des longueurs de contrôle avec seulement deux inconnues : la pente de fond et la profondeur. Cependant il n'existe pas de méthode qui permettent d'estimer ces longueurs à partir « d'observables » seuls.

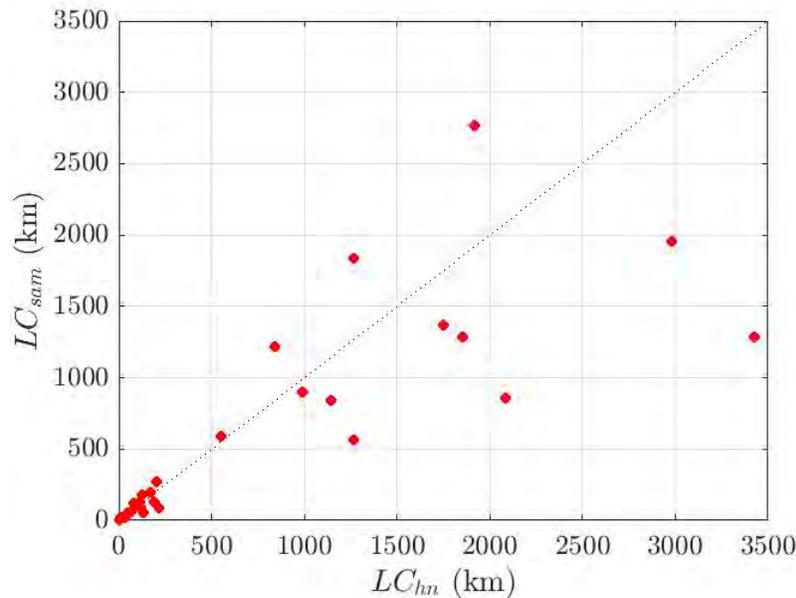


FIGURE 3.26 – Longueurs de contrôle estimées par la formule de Samuels (1989)  $L_{C, Sam}$  (éq. 3.4) et  $L_{C, hn}$  estimées en fonction de la déviation à  $h_n$  pour toutes les échelles de cours d'eau.

### 3.5 Effet filtrant des écoulements sur la topographie

Nous avons montré précédemment (section 3.2) que certains régimes d'écoulement ont tendance à accentuer ou atténuer l'effet d'une singularité sur la surface libre. Par exemple lorsqu'on observe la surface libre d'un écoulement une rupture de pente est moins détectable en haut débit. Il existe donc des configurations régime/singularité qui n'auront pas ou peu d'effet sur la surface libre de l'écoulement. Dans cette partie on s'intéresse à ces configurations régime/singularité qui induisent moins, voire pas, de non-uniformités sur la surface de l'écoulement en haut débit. Cette propriété est appelée filtrage de la topographie par l'écoulement et est explorée tout d'abord sur une variation de géométrie unique telle une bosse, puis d'une singularité telle qu'une rupture de pente et enfin on s'intéressera aux propriétés de filtrage d'une série de singularités à l'échelle d'un bief réel.

### 3.5.1 Filtrage à l'échelle locale

En premier lieu on s'intéresse au filtrage d'une singularité isolée. Hors masquage des singularités, une bosse ou une rupture de pente dont les dimensions caractéristiques sont très faibles devant la pente moyenne du canal sont les seuls motifs élémentaires de bathymétrie filtrable par un écoulement. On montre que l'effet de ce type de singularité sur la surface de l'écoulement peut dans certaines configurations quasiment disparaître.

#### 3.5.1.1 Filtrage d'une singularité isolée :

On définit une bosse triangulaire symétrique de hauteur  $h_b$  et de longueur de base  $L_B$  comme motif élémentaire de bathymétrie à filtrer. On réalise trois expériences en faisant varier un paramètre géométrique à la fois tel que :

- La hauteur  $h_b = 0,3m$  et la longueur de base  $L_B = 4m$  sont constantes; l'inclinaison du plan varie de  $\partial_x Z_b = -1cm.km^{-1}$  à  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  par pas de  $1cm.km^{-1}$  (cf. figure 3.27.a);
- Longueur de base  $L_B = 4m$  et l'inclinaison du plan  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  sont constantes; la hauteur de la bosse varie de  $h_B = 0,1m$  à  $h_B = 3m$  par pas de  $0,1m$  (cf. figure 3.27.b);
- La hauteur  $h_B = 0,3m$  et l'inclinaison du plan  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$ ; la longueur de la base de la bosse varie de  $L_B = 20m$  à  $L_B = 110m$  par pas de  $2m$  (cf. figure 3.27.c);

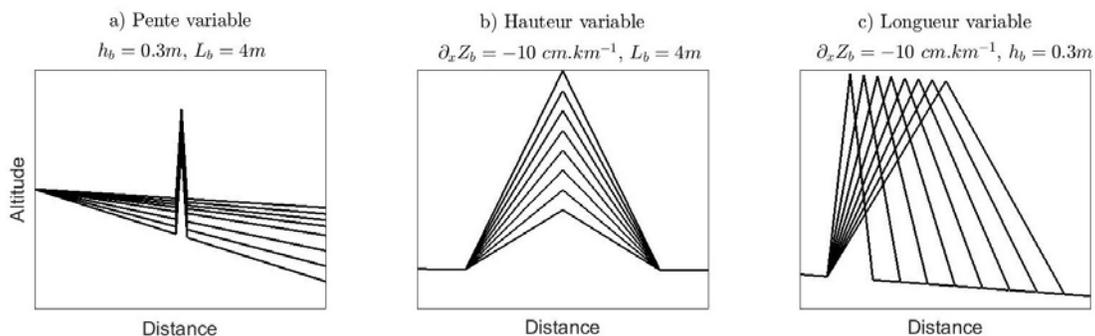


FIGURE 3.27 – Singularité isolée : a) Bosse triangulaire symétrique de hauteur  $h_B = 0,3m$  et de base  $L_B = 4m$  constantes sur un plan dont l'inclinaison varie de  $\partial_x Z_b = -1cm.km^{-1}$  à  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  par pas de  $1cm.km^{-1}$ . b) Bosse triangulaire symétrique de base  $L_B = 4m$  constante et dont la hauteur varie de  $h_B = 0,1m$  à  $h_B = 3m$  par pas de  $0,1m$  sur un plan d'inclinaison  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  constante. c) Bosse triangulaire symétrique de hauteur  $h_B = 0,3m$  mais dont la longueur de la base varie de  $L_B = 20m$  à  $L_B = 110m$  par pas de  $2m$  sur un plan d'inclinaison  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  constante.

Pour chaque configuration géométrique on cherche le débit, appelé débit seuil, qui sera capable de filtrer la singularité. On considèrera que l'écoulement filtre la singularité lorsque sa surface libre diffère de moins d'un pourcent de la surface libre du même écoulement sur canal uniforme (sans singularité).

On illustre le filtrage d'une bosse symétrique sur la figure 3.28. Le canal est de section rectangulaire et de dimensions :  $W = 100m$ ,  $K = 30m^{1/3}.s^{-1}$ ,  $h_b = 0,2m$ ,  $L_b = 4m$ ,  $\partial Z_b = -10cm.km^{-1}$ . La figure 3.28.a représente la déformation de la surface libre induite par la bosse sur un écoulement de débit  $Q = 18m^3.s^{-1}$  et la figure 3.28.b représente la déformation pour un écoulement de débit  $Q = 300m^3.s^{-1}$ . La surface libre de l'écoulement en haut débit est moins affectée par la présence de la singularité de de fond, la présence de la bosse est difficilement perceptible par l'observation de la surface.

On définit l'altitude de surface libre dite normale  $Z_{n0} = Z_{b0} + h_{n0}$  comme l'altitude de surface si le fond était uniforme (fond pentu sans bosse), avec  $Z_{b0}$  le plan de référence sans la bosse et  $h_{n0}$  la hauteur normale associée au plan de référence (cf. figure 3.28). Dans cette étude on considère que l'écoulement n'est pas perturbé si l'écart de  $Z$  par rapport à  $Z_{n0}$  est inférieur à 1% c'est à dire que l'écoulement aura filtré la topographie si pour tout  $x$  on a  $0.99Z < Z_{n0} < 1.01Z$ . Le débit seuil est donc défini comme le débit qui remplit pour tout  $x$  cette condition.

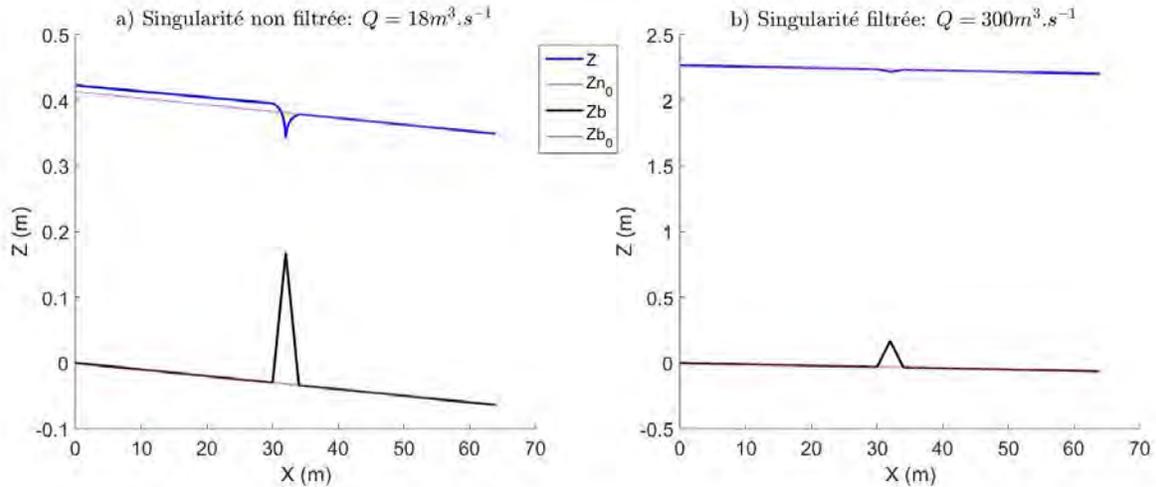


FIGURE 3.28 – Exemple d’une singularité a) non filtrée par l’écoulement. b) filtrée par l’écoulement. Le canal est rectangulaire de dimensions :  $W = 100m$ ,  $K = 25m^{1/3}.s^{-1}$ ,  $h_b = 0,2m$ ,  $L_b = 4m$ ,  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$ . Le plan de référence sans la bosse est noté  $Z_{b0}$ , le fond du canal  $Z_b$  et la surface libre des écoulements au dessus du plan de référence et du canal sont notés respectivement  $Z_{n0}$  et  $Z$ .

Les débits seuils ainsi déterminés pour filtrer à 99% l’effet de chaque configuration géométrique décrite ci dessus sont regroupés dans la figure 3.29. La figure 3.29.d représente la manière dont le débit seuil varie en fonction de la variabilité de la pente de fond (cf figure 3.29.a). La figure 3.29.e représente le débit seuil en fonction de la variabilité de la longueur de la bosse (cf figure 3.29.b). et la figure 3.29.f représente le débit seuil en fonction de la variabilité de la longueur de la bosse. (cf figure 3.29.c). Ces résultats sont analysés ci-dessous.

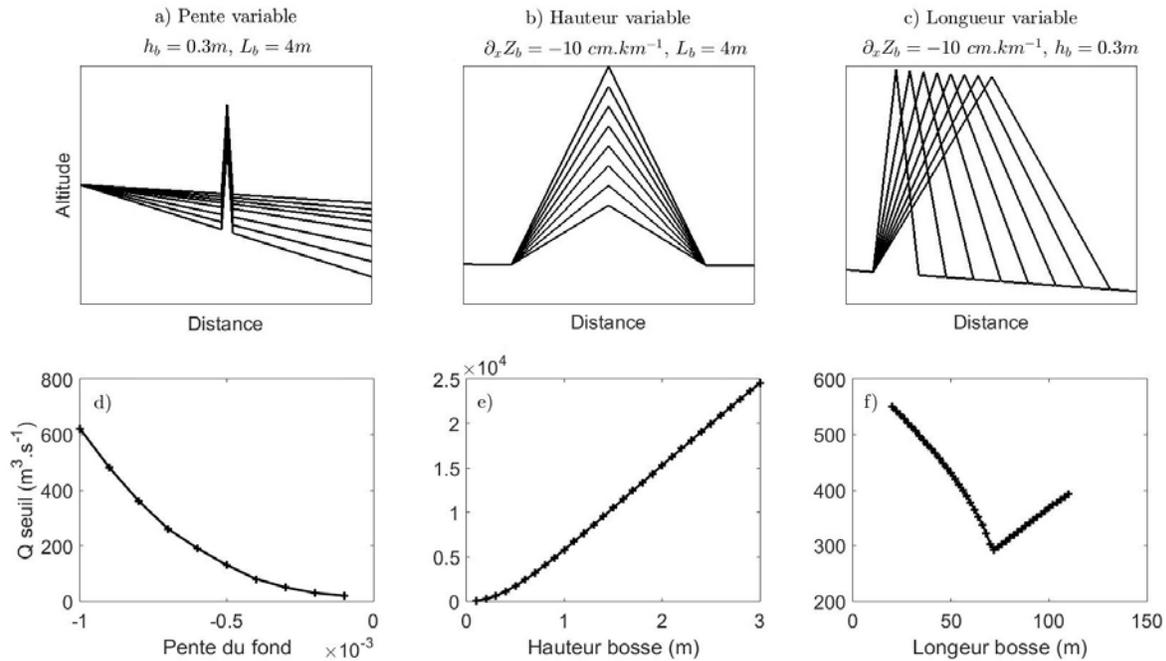


FIGURE 3.29 – a) Bosse triangulaire symétrique de hauteur  $h_B = 0,3m$  et de base  $L_B = 4m$  constantes sur un plan dont l’inclinaison varie de  $\partial_x Z_b = -1cm.km^{-1}$  à  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  par pas de  $1cm.km^{-1}$ . b) Bosse triangulaire symétrique de base  $L_B = 4m$  constante et dont la hauteur varie de  $h_B = 0,1m$  à  $h_B = 3m$  par pas de  $0,1m$  sur un plan d’inclinaison  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  constante. c) Bosse triangulaire symétrique de hauteur  $h_B = 0.3m$  mais dont la longueur de la base varie de  $L_B = 20m$  à  $L_B = 110m$  par pas de  $2m$  sur un plan d’inclinaison  $\partial_x Z_b = -10cm.km^{-1}$  constante. d) Débit requis pour filtrer la bosse sur le plan d’inclinaison variable. e) Débit requis pour filtrer la bosse de hauteur variable. f) Débit requis pour filtrer la bosse de longueur variable.

**3.5.1.1.1 Bosse sur un plan de pente variable (cf. figure 3.29.a et 3.29.d)** On montre sur la figure 3.29.d que le débit nécessaire pour filtrer la bosse augmente en fonction de l’inclinaison du plan. En effet à débit constant, lorsque l’inclinaison du plan augmente la hauteur normale caractéristique de l’écoulement sur le plan sans bosse diminue. Ainsi pour un même débit quand l’inclinaison du plan augmente, la vitesse d’écoulement est plus grande et la hauteur d’eau diminue. Il faudra donc un débit de plus en plus important pour filtrer une même bosse sur des canaux de plus en plus inclinés.

**3.5.1.1.2 Bosse de hauteur variable sur un plan incliné (cf. figure 3.29.b et 3.29.e)** Dans ce cas (cf. figure 3.29.b) lorsque la hauteur de la bosse augmente (mais de base constante) sans surprise le débit requis pour filtrer la singularité augmente donc en fonc-

tion de la hauteur de la bosse (cf. figure 3.29.e).

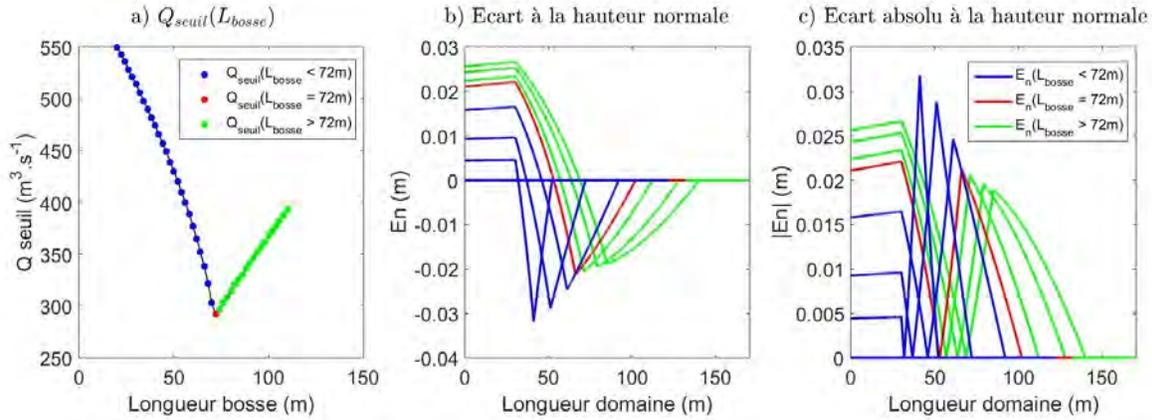
### 3.5.1.1.3 Bosse de longueur variable sur un plan incliné (cf. figure 3.29.c et 3.29.f)

On montre sur la figure 3.29.f que le débit nécessaire pour filtrer cette bosse change de tendance sur la gamme des géométries testées. Le débit seuil diminue lorsque la longueur de la bosse varie de  $L_B = 20m$  à  $L_B = 72m$  et augmente entre  $L_B = 72m$  et  $L_B = 110m$ .

En premier lieu, il faut remarquer que lorsque la longueur de la bosse augmente l'angle d'attaque diminue. Pour comprendre pourquoi le sens de variation s'inverse il faut regarder la distribution du taux de déformation du profil de surface libre  $Z$  autour de l'altitude normale du plan de référence  $Z_{n0}$ . Pour cela on définit l'écart à la hauteur normale  $E_n = Z - Z_{n0}$  qui représente l'écart entre le profil de la surface libre de l'écoulement au dessus de la bosse et l'altitude normale du plan de référence.

La figure 3.30.b représente trois profils de  $E_n$  lorsque  $L_B < 72m$  (profils bleus), trois profils de  $E_n$  lorsque  $L_B > 72m$  (profils verts) et le profil de  $E_n$  pour la valeur seuil de  $L_B = 72m$  (profils rouge). On remarque sur cette figure que la déviation maximale à la hauteur normale n'est pas toujours située au dessus du sommet de la bosse. On montre (figure 3.30.c) que lorsque  $L_B < 72m$  (profils bleus) la déformation maximale sur l'ensemble du domaine se situe au dessus du sommet de la bosse alors que pour  $L_B > 72m$  (profils verts) la déformation maximale se situe au dessus du bord d'attaque de la bosse.

Lorsque  $L_B \rightarrow 0$  la pente aval de la bosse  $\partial_x Z_{b,aval} \rightarrow -\infty$  c'est à dire que la hauteur normale au dessus de la face aval de la bosse  $h_{nB,aval} \rightarrow 0$ . Au contraire lorsque  $L_B \rightarrow +\infty$  la pente aval de la bosse  $\partial_x Z_{b,aval} \rightarrow \partial_x Z_{b,0}$  et donc la hauteur normale au dessus de la face aval de la bosse  $h_{nB,AV} \rightarrow h_{n0}$ ,  $h_{n0}$  étant la hauteur normale associée au plan de référence sans bosse  $Z_{b0}$ . On remarque donc que plus  $L_B$  est faible et plus l'écart entre  $h_{nBA}$  et  $h_{n0}$  est important et donc le taux de déformation lié à l'ajustement de l'écoulement entre ces deux hauteurs normales et donc aussi plus important.


 FIGURE 3.30 – Surface libre  $Z$  pour une bosse de demi-longueur variant de  $20m$  à  $110m$ .

### 3.5.1.2 Filtrage d'une rupture de pente

On a vu (cf. section 3.2) qu'il existe des débits pour lesquels les variations de pente sont moins détectables en observant seulement la surface libre. On reprend l'exemple du cas test n°1 défini dans la section 3.1.2.1. Le canal est de section rectangulaire de largeur  $W = 100m$ , le plan de référence  $Z_0$  est de pente  $\partial_x Z_0 = -10cm.km^{-1}$  et est perturbé par une rupture de pente négative  $\partial_x Z_0 = -50cm.km^{-1}$  sur une longueur de  $1km$ . Dans ce canal on fait varier le débit de l'écoulement  $Q = 100m^3 \cdot s^{-1}$  à  $Q = 100000m^3 \cdot s^{-1}$  (cf. figure 3.31.A). Si on se place au niveau de la rupture de pente, donc de la section de contrôle (cf. figure 3.31A. section pointée par la flèche rouge), on observe que le rapport  $\frac{h}{h_n}$  diminue entre  $Q = 100m^3 \cdot s^{-1}$  et  $Q = 1200m^3 \cdot s^{-1}$ . Notons que le contrôle de la ligne d'eau par cette rupture de pente est de plus en plus fort avec le débit qui augmente au sens de la longueur (remous) sur laquelle il s'exprime (cf. section 3.4). A partir de  $Q = 1200m^3 \cdot s^{-1}$  le rapport  $\frac{h}{h_n}$  augmente et tend vers 1, le processus de filtrage est dû à la remontée de la condition limite imposée par le bief aval. On notera que lorsque le débit augmente le profil de la surface libre s'aplatit (cf. figure 3.31.A) soit  $\partial_x^2 Z^2 \rightarrow 0$  et  $\partial_x Z \rightarrow \partial_x Z_0$  lorsque  $Q \rightarrow 100000m^3 \cdot s^{-1}$ .

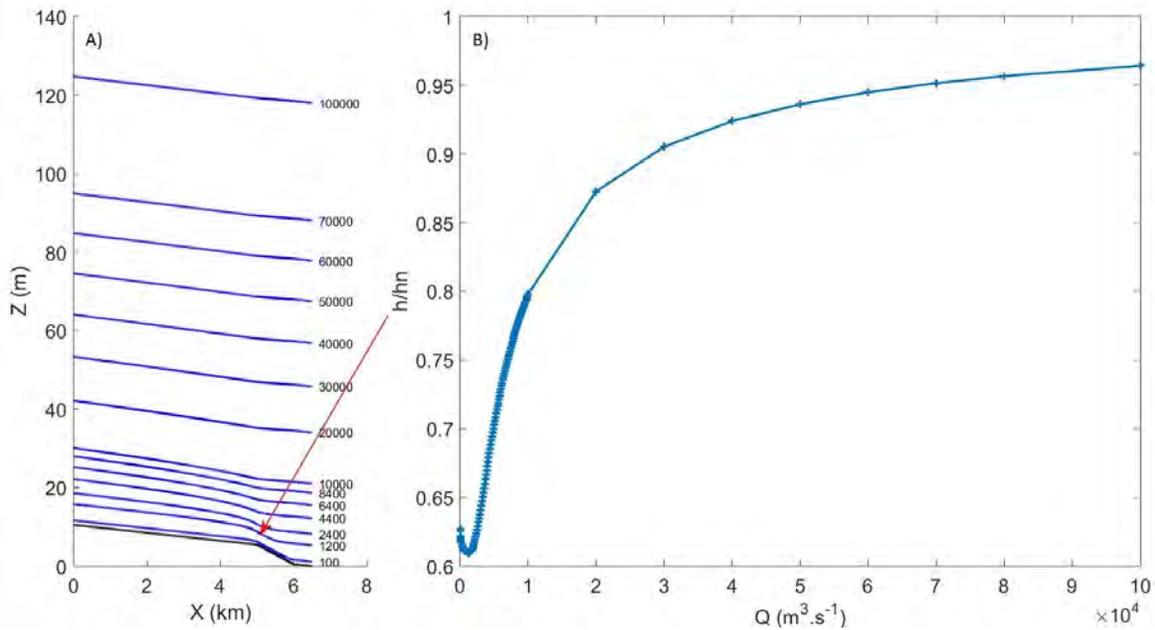


FIGURE 3.31 – A) Profils de surface libre d'écoulements de débit qui varient de  $Q = 100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  à  $Q = 100000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . B) Rapport  $\frac{h}{h_n}$  à la section de contrôle indiquée par la flèche rouge.

### 3.5.2 Filtrage à l'échelle d'un bief réel

Dans la section précédente on a vu qu'il est possible de filtrer une singularité telle qu'une bosse ou dans certaines configurations écoulement/géométrie une rupture de pente. On montre qu'à plus large échelle l'écoulement est aussi capable, si il est assez fort, de filtrer ou partiellement filtrer une série de singularités. Pour étudier ce phénomène on choisit le modèle du bief de la Garonne défini dans la section 3.1.1.2. La figure 3.32.a représente l'écoulement modélisé dans ce bief en basses eaux  $Q = 46 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (profil rouge) et en hautes eaux  $Q = 901 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (profil bleu). En observant seulement la surface des deux écoulements on voit que le profil de surface libre en période de crue est beaucoup plus lisse qu'en période d'étiage. En période de crue l'écoulement filtre les singularités géométriques des plus petites échelles et la variabilité spatiale du profil de surface libre n'est plus influencée que par les singularités plus importantes. La figure 3.32.b représente la pente de surface libre pour ces deux débits. Parce que la surface de l'écoulement en période d'étiage (profil rouge) est plus perturbé par les variations du canal de courtes longueurs d'ondes son profil de pente varie dans une gamme d'amplitude plus large que le profil de pente haut

régime (profil bleu). Il en résulte que lorsque l'écoulement filtre la topographie le profil de surface libre tends vers une valeur moyenne qui est la valeur de la pente moyenne du bief.

On représente sur les figures 3.32.c et 3.32.d les harmoniques du spectre de la décomposition des profils de profondeur et de pente en séries de Fourier. On montre que dans chaque cas, en hautes eaux (barres rouges), l'harmonique principale est portée par la longueur du domaine ce qui veut dire que l'écoulement a tendance à filtrer les variabilités de courtes longueurs d'ondes et ne laisser passer que les plus grandes. L'analyse spectrale des variables d'écoulement, non-observable pour  $h$  et observable pour  $\partial_x Z$ , nous renseigne donc quels processus, locaux ou de grandes échelles, influencent l'écoulement. Le profil en bas régime, dont les harmoniques les plus grandes proviennent des fines échelles spatiales, est donc fortement influencé par les variabilités locales de la géométrie du canal (rugosité uniforme). Le profil haut régime est influencé par les variations de plus large échelle car l'harmonique de plus grande amplitude correspond à la longueur du bief.

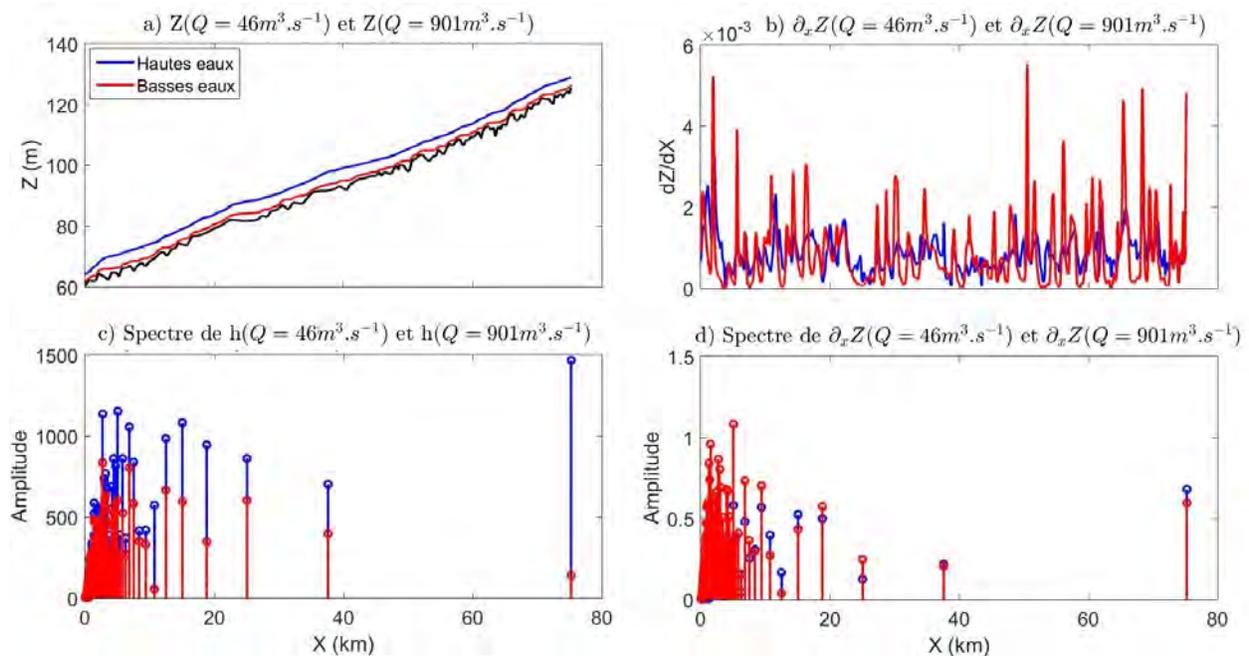


FIGURE 3.32 – a) Profils de surface libre modélisés (Garonne aval de Toulouse) en basses eaux  $Q = 46m^3.s^{-1}$  (profil rouge) et en hautes eaux  $Q = 901m^3.s^{-1}$  (profil bleu). b) Profils des pentes de surface libre. c) Harmoniques du spectre de Fourier des profils de profondeur  $h$ . d) Harmoniques du spectre de Fourier des profils de pente de surface libre  $\partial_x Z$ .

### 3.6 Conclusion :

On s’est intéressé dans ce chapitre aux signatures hydrauliques de singularités (géométriques, friction et hydrologiques) sur la surface d’écoulements à surface libre modélisés en régime permanents et fluviaux et ce pour plusieurs régimes d’écoulement et conditions aux limites.

On a montré qu’une section de contrôle est caractérisée localement par la déviation maximale de  $h$  à  $h_n$  et c’est au niveau de celle ci que la force du contrôle est maximale. En terme « d’observables » les sections de contrôle sont associées à des points d’inflexions du profil de surface libre et/ou des extrema locaux de courbure. Pour tous les cas explorés lorsqu’une surface libre est caractérisée par  $\partial_x Z < 0$  un extremum négatif de courbure se situe au niveau de la section de contrôle. Lorsque les surfaces libres sont caractérisées par  $\partial_x Z > 0$  l’extremum positif local se situe soit au niveau de la section de contrôle soit un peu plus en amont. De plus, les extrema locaux de courbure indiquent la présence d’un fort contrôle à l’échelle du bief. Ceci suggère que les points d’inflexion et les extrema locaux de la courbure de la surface libre sont de bons indicateurs pour identifier l’emplacement des sections de contrôle.

En régime fluvial, l’influence d’un contrôle hydraulique se propage vers l’amont. Cette longueur de contrôle augmente lorsque le débit augmente et peut s’étendre sur des centaines de kilomètres pour les grands cours d’eau. L’étendue d’un contrôle aval de type  $h_{aval} > h_{n,aval}$  en fonction de différents débits d’écoulement et de conditions aux limites sera analysé sur un cas réel dans le chapitre suivant.

En présence de variations locales de la pente de fond et/ou de la friction, les écoulements dont les débits ou les conditions aux limites sont d’intensité croissante auront tendance à filtrer ou masquer ces singularités. Par contre, les variations de la géométrie de la section du canal seront plus visibles pour des débits croissants mais moins pour des contrôles aval d’intensité croissante. Les variabilités de la surface libre seront donc dépendantes du débit, des conditions aux limites et des singularités géométriques ou de rugosité.

Lors de variations de pente ou en présence de singularités locales on a montré qu’à partir d’une certaine valeur de débit le processus de filtrage s’enclenche. À l’échelle d’un bief et à haut régime l’écoulement agira comme un filtre passe bas de la topographie sur sa surface libre. À haut régime les singularités du fond auront moins d’effet sur la forme de la surface et seront donc moins détectables par observation de la surface : l’écoulement filtre la topographie pour ne laisser passer que les variabilités de grandes longueurs d’ondes de la géométrie ou de la rugosité. La notion d’échelle de variabilité de la surface libre à donc été introduite et on a montré qu’elle peut être caractérisée par l’analyse spectrale des profils de profondeur et de pente.

Ces conclusions suggèrent l'importance de considérer des régimes contrastés pour une détection optimale des sections de contrôle. Nous avons vu que le signal de courbure de la surface libre nous permet de caractériser partiellement voire totalement dans certains cas les conditions hydrodynamiques d'un écoulement. Nous verrons dans la suite que la détection des sections de contrôle, qui repose sur l'analyse du profil de courbure, est de fait extrêmement sensible au bruit lié à la mesure. Une étude qui traite le bruit de mesure et caractérise l'impact du bruit pour l'identification des sections de contrôle est proposée dans le chapitre 5.



## Chapitre 4

# Méthodes de segmentation des cours d'eau à partir d'observations de surface libre

Les modèles hydrauliques directs et inverses, en particulier basés sur des observations de surface libre requièrent une discrétisation adaptée des points d'observations ou de calibration. Dans ce cas on parle de découpage ou de segmentation des cours d'eau en biefs. Cependant, les méthodes de segmentation impliquent généralement un compromis entre la résolution spatio-temporelle, le bruit d'observation et le réalisme du modèle hydraulique. On s'intéresse donc dans ce chapitre à la segmentation spatiale de linéiques de cours d'eau à partir d'observations de surfaces. À partir des résultats du chapitre 3 sur les propriétés physiques (observables) des surfaces libres, des méthodes de segmentation sont proposées et testées dans ce chapitre. Le but est de proposer une méthode permettant de préserver au mieux le signal hydraulique et ses non uniformités.

Quatre méthodes de segmentation sont proposées (cf. section 4.1). Un cas test équivalent à celui du fleuve Garonne, permettant de simuler des écoulements hydrodynamiques réalistes sur une géométrie complexe, est élaboré (cf. section 4.2). Les méthodes de segmentation sont testées et évaluées à partir de ce modèle parfaitement résolu (cf. section 4.3) et l'effet de la segmentation sur la modélisation (directe) des écoulements est analysé en terme « d'observables » de surface (cf. section 4.4). Enfin la méthode de segmentation retenue est appliquée à cinq profils de surface libre in situ (mesurés par GPS) d'environ 1000km de long de la rivière Negro, contributeur majeur du fleuve Solimoes-Amazone (cf. section 4.5). Les variabilités de la surface sont interprétées à partir des bases théoriques développées au chapitre 3 mettant en lien « observables » de surface et visibilité hydraulique.

## 4.1 Méthodologies

### 4.1.1 Méthodologies existantes

Sur la base des mesures télédéteectées Garambois et al. (2017) montrent qu'une section de contrôle hydraulique pourrait être mise en évidence et caractérisée à partir de la variabilité spatio-temporelle de la surface libre observée depuis l'espace. Garambois et al. (2017) rappellent que de telles sections modifient l'hydrodynamique de l'écoulement et pourraient donc être un paramètre intéressant pour définir des points de segmentation. Ainsi les auteurs suggèrent que la courbure de la surface libre pourrait être un proxy intéressant pour segmenter les linéiques de cours d'eau.

Une étude préliminaire sur la segmentation en vue de réduire le bruit de mesure d'un signal bruité via le moyennage par bief des séries de mesures a été réalisée par Frasson et al. (2017). Dans cette étude les auteurs ont exploré trois méthodes de segmentation : 1- des segments de longueurs constantes ; 2- des bornes de segments placés sur les points d'inflexion des profils de surface libre ; 3- des bornes placées aux points où l'indice de sinuosité change significativement. Dans cette étude les cas synthétiques SWOT-like (présentés en section 1.4.3.3) sont générés à partir de variables hydrauliques observées ou inférées à l'aide d'un modèle hydraulique, puis les profils sont bruités à l'aide d'un générateur de bruit type SWOT. Après avoir segmenté les profils selon les trois méthodes, les variables sont moyennées par biefs et les stratégies de segmentation sont évaluées en comparant, par segments, les valeurs moyennes des profils de référence aux valeurs moyennes des profils bruités. Le calcul des débits moyens à partir des variables moyennées par biefs se révèlent être plus performant pour les segments dont les bornes sont placées sur les points d'inflexion.

Les méthodes de segmentation proposées par Frasson et al. (2017) sont développées et évaluées en terme de réduction de bruit de mesure. Par conséquent ces grilles de segmentation ne permettent pas une analyse hydraulique plus fine que l'étude de valeurs moyennes par biefs des signaux d'observation. Or, comme évoqué précédemment, l'un des intérêts de développer des stratégies de segmentation est de définir des grilles hydrauliquement optimisées qui pourront servir directement comme grilles de modélisation pour les modèles directs ou inverses. C'est dans ce contexte que nous proposons une méthode qui permette d'évaluer les performances des différentes stratégies de segmentation sur la base de considérations hydrauliques et physiques. Cette méthode sera adaptée au contexte de la télédétection et capable de préserver au mieux le signal hydraulique et ses non linéarités.

### 4.1.2 Méthodologies proposées

Une section de contrôle est due aux forçages hydrologiques et/ou aux variations complexes de la géométrie et/ou de rugosité. Ces singularités modifient le comportement hydrodynamique et induisent, en régime fluvial, un contrôle de la ligne d'eau à l'amont de la section. De ce fait les conditions hydrodynamiques sont différentes de part et d'autre de la section.

Les sections de contrôle vont provoquer dans certaines conditions des variabilités de surface libre très visibles et ces ondulations se traduisent par une forte variabilité des profils de pente et de courbure. Au niveau d'une section de contrôle, nous avons vu que le profil de la surface est marqué par un point d'inflexion et/ou soit proche de la section soit exactement au niveau de la section, par un maxima local de courbure qui reflète un fort contrôle de l'écoulement.

Ainsi la courbure de la surface libre de l'écoulement semble être un « observable » efficace pour caractériser certains comportement hydrauliques et identifier des sections de contrôle. C'est donc sur la base de ce signal que les stratégies de segmentation sont proposées dans le but d'être adaptées au contexte de la télédétection et de préserver au mieux le signal hydraulique et ses non linéarités.

On propose d'étudier trois techniques de segmentation basées sur des considérations hydrauliques et une autre basée sur un choix purement géométrique :

1. Segments bornés aux extrema locaux de courbure.

Le chapitre 3 a permis de caractériser des signatures hydrauliques de surface libre dues à des variations types de la géométrie, du frottement le long d'un canal ou de contrôles aval. En régime permanent et fluvial, on a montré en particulier que les extrema de courbure de la surface libre représentent un proxy « observable » intéressant pour détecter la non uniformité des lignes d'eau (écart à la hauteur normale  $h_n$  et au régime localement uniforme) et la présence de forts contrôles contrôlant les lignes d'eau à l'amont.

2. Segments bornés aux points d'inflexion de la surface libre.

Les changements du signe de la courbure marquent la modification des propriétés hydrauliques de l'écoulement. Ces points semblent donc aussi intéressant pour détecter les sections de contrôle.

3. Segments bornés aux extrema locaux de courbure et aux points d'inflexion de la surface libre.

Tel que vu au chapitre 3 une section de contrôle est marquée localement par un point d'inflexion du profil de la surface libre et au niveau ou proche de la section

de contrôle par un maxima local de courbure qui reflète un fort contrôle de l'écoulement. On base donc une stratégie de segmentation sur ces deux indicateurs de modification hydraulique de l'écoulement.

#### 4. Segments de longueur constante.

Un choix purement géométrique est effectué afin de quantifier l'apport des stratégies basées sur des considérations hydrauliques.

Le choix est fait de ne pas investiguer une technique de segmentation basée sur des paramètres de forme des cours d'eau tels que la sinuosité (cf. Frasson et al. (2017) pour une segmentation basée sur la sinuosité); cette thèse s'intéresse en effet essentiellement aux signatures des surfaces libres des écoulements 1D.

## 4.2 Cas test hydrodynamique « complexe »

Afin de pouvoir analyser l'effet de la segmentation sur la modélisation (directe) des écoulements un cas test est élaboré. Le cas test va permettre de simuler des écoulements hydrodynamiques réalistes sur une géométrie complexe.

### 4.2.1 Élaboration d'un canal type Garonne

L'élaboration du canal se base sur le modèle hydrodynamique 1D (HEC-RAS) du bief de 75.245km le fleuve Garonne décrit au chapitre 1. On rappelle que la géométrie (Simeoni-Sauvage, 1999; Larnier et al., 2018; Garambois and Monnier, 2015a) provient de 173 levées in situ. Ces dernières sont distantes de 56m à 2200m et linéairement interpolées sur une grille régulière de  $\Delta x = 10m$ . Le coefficient de frottement est fixé à  $K = 25m^{1/3}s^{-1}$  et les résultats de la simulation de l'année 2010 sont supposés représenter la réalité physique de l'écoulement sur ce bief d'étude.

Afin de pouvoir simuler systématiquement des écoulements sur des grilles spatiales segmentées, une modélisation simplifiée est mise en place. On reproduit une géométrie en travers simplifiée mais réaliste du canal de le fleuve Garonne. Ceci est rendu possible grâce aux relations de géométries hydrauliques (Leopold and Maddock, 1953) qui relient pour chaque section transversale d'un canal les variables d'écoulement au débit. Ainsi au travers de ces lois on peut relier l'aire mouillée au débit :

$$A_h(Q(x_i, t_j)) = \alpha_1(x_i)Q(x_i, t_j)^{\beta_1(x_i)} \quad (4.1)$$

ou encore la profondeur au débit :

$$h(Q(x_i, t_j)) = \alpha_2(x_i)Q(x_i, t_j)^{\beta_2(x_i)} \quad (4.2)$$

avec  $i = 1 \dots N$ ,  $N$  le nombre de sections du canal et  $j = 1 \dots N_T$ ,  $N_T$  le nombre d'observations dans le temps. En combinant l'équation 4.1 et 4.2 on obtient la loi puissance reliant l'aire hydraulique  $A_h$  à la hauteur d'eau  $h$  tel que :

$$A_h(h(x_i, t_j)) = a(x_i)h(x_i, t_j)^{b(x_i)} \quad (4.3)$$

Ces lois permettent de ré-exprimer les sections transversales du canal de référence qui sont de forme quelconque sous forme analytiques mais de façon réalistes. Ainsi pour chaque section transversale du canal on ajuste la loi puissance définie par l'équation 4.3 à la relation  $A_{h,obs}(h_{obs})$  (cf. figure 4.1). Les coefficients  $a$  et exposants  $b$  obtenus nous permettent de fabriquer un canal de sections transversales équivalentes à celles du vrai canal.

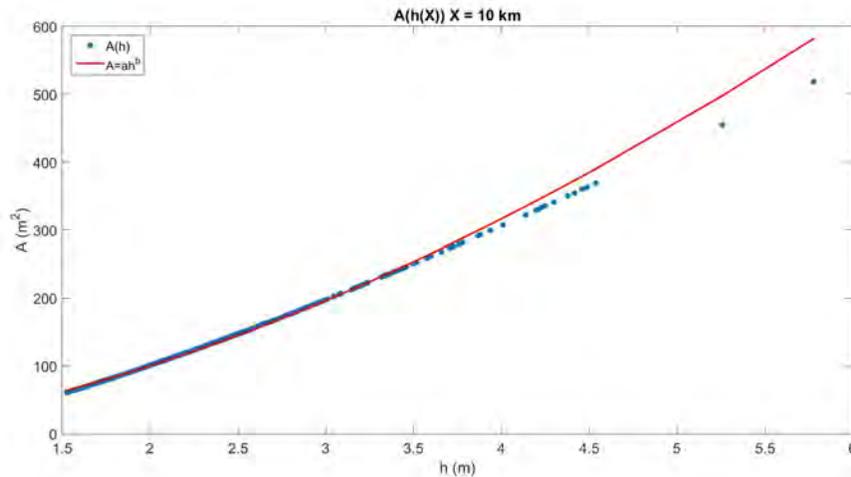


FIGURE 4.1 – Ajustement de la loi puissance liant l'aire hydraulique à la hauteur d'eau :  $A_h = ah^b$  (rouge) aux sorties du modèle HEC-RAS de le fleuve Garonne (points bleus).

La largeur au miroir correspondant à une section parabolique, nécessaire par la suite pour résoudre les écoulements sur un canal équivalent, s'exprime :

$$W = \frac{\partial A}{\partial h} \quad (4.4)$$

En introduisant la loi 4.3 on obtient :

$$W = abh^{b-1} \quad (4.5)$$

La géométrie du canal est donc définie par des sections paraboliques d'aires équivalentes aux sections du canal de référence et de même cote de fond  $Z_b$  (cf. figure 4.2.a).

### 4.2.2 Simulation de l'écoulement

Les écoulements sont simulés à partir de l'équation de courbes de remous pour un canal de section parabolique dont on rappelle l'expression :  $(1 - Fr^2) \frac{dh}{dx} = I - J + \frac{Fr^2}{W} h^b \frac{da}{dx} + h \ln(h) \frac{Fr^2}{b} \frac{db}{dx}$ . On choisit un maillage spatial régulier et de pas  $\Delta x = 10m$  qui assure une bonne convergence de la solution. L'intégration de cette équation différentielle d'ordre 1 est réalisée par un schéma de Runge-Kutta d'ordre 4 dont le schéma est détaillé au chapitre 2. De plus, du fait que l'on s'intéresse essentiellement aux écoulements sous critiques, majoritaires sur les portions aval des réseaux hydrographiques observables par satellite, la résolution de l'équation se fera de l'aval vers l'amont à partir d'une condition limite aval de hauteur d'eau dérivée du modèle de référence. On utilise le coefficient de Strickler (uniforme) du modèle de référence soit  $K = 25m^{1/3}s^{-1}$ .

On représente sur la figure 4.2 le profil de surface libre  $Z$  obtenu à partir du modèle équivalent ainsi que les tirants d'eau  $h$  et aires hydrauliques  $A_h$  correspondant à un  $Q_{amont} = 83m^3.s^{-1}$ . Les sorties du modèle équivalent sont superposées à celles du modèle de référence. Comme le montrent ces courbes, le modèle simplifié permet de reproduire de manière satisfaisante l'écoulement de référence.

## 4.2. Cas test hydrodynamique « complexe »

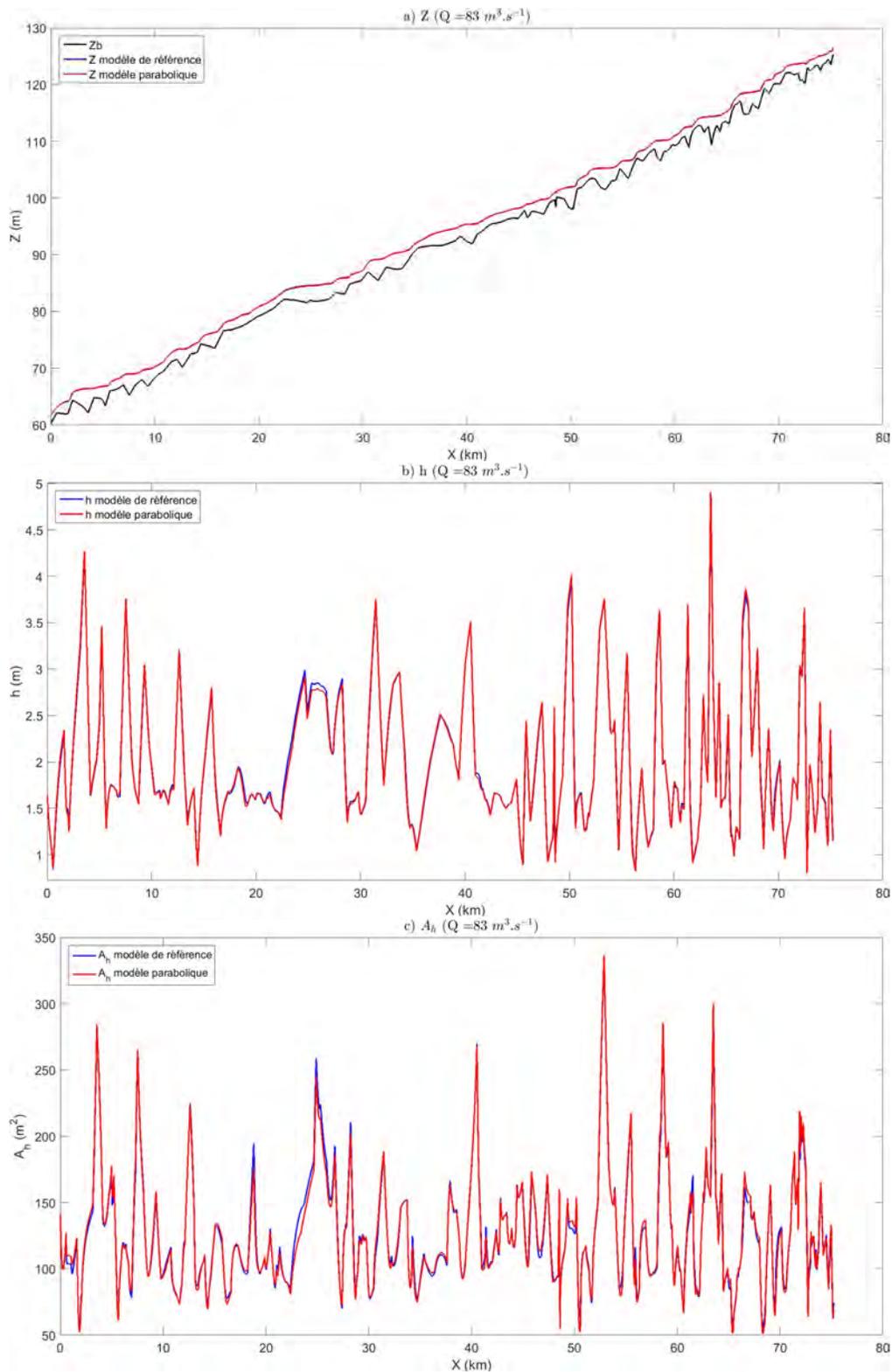


FIGURE 4.2 – Profils de référence (en bleu) et profils simulés avec le modèle équivalent (en rouge). a) Altitude de surface libre  $Z$ . b) Profondeur de l'écoulement  $h$ . c) Aire hydraulique  $A_h$ .

## 4.3 Évaluation des méthodes de segmentation

Les profils de surface libre générés par le modèle décrit ci-dessus (section 4.2) sont d'abord segmentés selon les quatre méthodes. Ensuite, des écoulements sont générés sur les modèles sous-discrétisés définis à partir de ces points de segmentations. Ce sont les variables d'écoulement sur grilles segmentés qui seront analysées pour évaluer les méthodes.

### 4.3.1 Niveaux de variabilités spatiales

Les processus qui régissent les écoulements en rivières naturelles présentent une grande diversité d'échelles et de formes. De fait, il paraît naturel que les variabilités de surfaces libre apparaissent à différentes échelles de temps et d'espace. Afin d'identifier plusieurs échelles de variabilités spatiales, différentes longueurs d'ondes des signaux observables  $Z$ ,  $\partial_x Z$  et  $\partial_x^2 Z$  sont isolées à l'aide d'une technique de traitement du signal.

Les profils de surface libre sont analysés et dé/recomposés à l'aide d'une transformée continue en ondelettes. Le traitement en ondelettes présente plusieurs intérêts. Tout d'abord les dé/recompositions sont particulièrement adaptées aux signaux de surface libre car elles permettent une reproduction quasi parfaite de la ligne d'eau de référence. Ensuite le filtrage de certaines longueurs d'ondes, si la famille d'ondelettes est bien choisie, introduit très peu d'oscillations artificielles, ce qui représente une propriété fondamentale pour la détection des oscillations physiques. Enfin les traitements en ondelettes sont adaptés aux signaux instationnaires ce qui permet une identification localisée des forts signaux de courbure.

L'algorithme utilisé est la formulation discrète de la transformation continue en ondelettes proposé par Matlab : l'algorithme *cwt*<sup>1</sup>. Un traitement en ondelette requiert de choisir une ondelette mère (fonction à intégrale nulle qui définit le motif sur lequel le signal est décomposé) et un paramètre associé (ordre de dérivée de l'ondelette mère). Pour cet algorithme les familles d'ondelettes disponibles sont : « morlet », « mexican hat », « dog » et « paul ». L'ondelette mère et le paramètre sont sélectionnés en fonction du couple - ondelette mère ; paramètre - qui permet la meilleure reproduction du profil de référence. Pour plus de détails sur les traitements en ondelettes, se référer aux travaux de Mallat (2008) et au chapitre 6 où une étude détaillée est réalisée.

Les profils de surface libre  $Z$  sont filtrés à l'aide d'un filtre passe-haut de longueur d'onde  $\lambda_C$  croissante ce qui permet de dégager les variabilités de  $Z$  des petites vers les grandes échelles. À partir des profils de surface libre filtrés on calcule la pente puis la courbure (cf. équations 1.2 et 1.3). Le profil de courbure obtenu pour une longueur d'onde de filtrage

---

1. <https://fr.mathworks.com/help/wavelet/ref/cwt.html?requestedDomain=>

donnée permet de définir directement des biefs à partir des extrema de courbure et/ou des points d'inflexion de la surface libre. Ainsi, les bornes et longueurs de biefs dépendront des propriétés du signal de surface libre et de la longueur de coupure choisie.

On représente sur la figure 4.3 le même profil de surface libre (décalé de 3m). Ce profil est traité pour cinq fréquences de coupures différentes :  $\lambda_C = 0,5km$ ,  $\lambda_C = 3km$ ,  $\lambda_C = 7km$ ,  $\lambda_C = 20km$  et  $\lambda_C = 30km$ . Sur chacun des profils on représente le signe de la courbure, en vert lorsque  $\partial_x^2 Z > 0$  et en rouge lorsque  $\partial_x^2 Z < 0$ . On montre que le nombre de zones où le signe de la courbure est constant diminue lorsque la longueur d'onde de coupure croît.

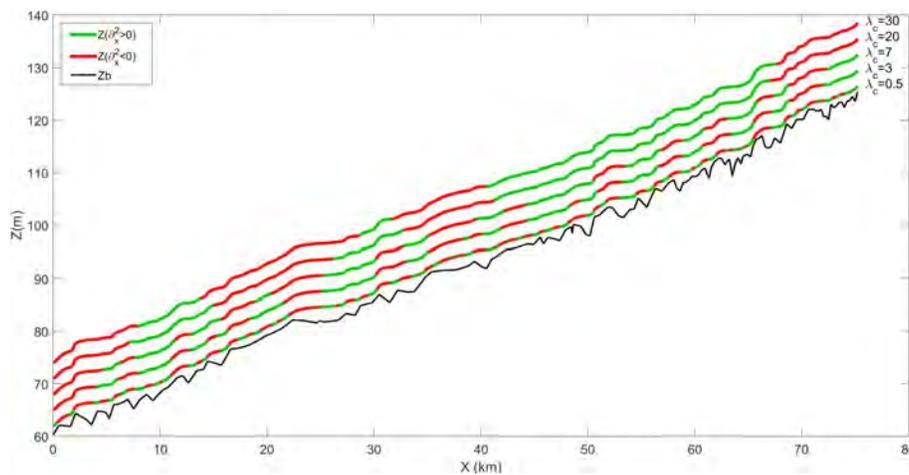


FIGURE 4.3 – Profil de surface libre et signe du profil de courbure, rouge si négatif et vert si positif, pour cinq fréquences de coupures différentes :  $\lambda_C = 0,5km$ ,  $\lambda_C = 3km$ ,  $\lambda_C = 7km$ ,  $\lambda_C = 20km$  et  $\lambda_C = 30km$ . Pour la lisibilité chaque profil est décalé de 3m.

### 4.3.2 Définition des bornes des segments

On rappelle que les profils sont segmentés selon quatre techniques dont trois sont basées sur des considérations hydrauliques et la quatrième est basée sur la longueur des segments. Les bornes des segments sont déterminées comme suit :

#### 1. Segments bornés aux extrema locaux de courbure :

On applique un filtre passe haut au profil de surface libre de référence de longueur d'onde de coupure  $\lambda_c = \{0,5; 1,5; 2,5; 3,5; 4,5; 5,5; 6,5; 7,5; 8,5; 9,5; 12; 16; 20; 25; 35; 40\} km$ . Les bornes des segments sont placés ensuite aux extrema de courbure.

#### 2. Segments bornés aux points d'inflexion de la surface libre :

On applique un filtre passe haut au profil de surface libre de référence de longueur d'onde de coupure  $\lambda_c = \{0,5; 1,5; 2,5; 3,5; 4,5; 5,5; 6,5; 7,5; 8,5; 9,5; 12; 16; 20; 25; 35; 40\} km$ .

Les segments sont bornés aux points d'inflexion de la surface libre c'est à dire lorsque  $\partial_x^2 Z = 0$  (soit les points qui unissent les segments rouges et verts cf. figure 4.3).

**3. Segments bornés aux extrema locaux de courbure et aux points d'inflexion de la surface libre :**

Les bornes des segments sont placées à chaque points d'inflexion et chaque extremum définis précédemment.

**4. Segments de longueur constante :**

La longueur des segments varie par tranche de  $400m$  avec une longueur minimum de  $400m$  et une longueur maximum de  $16km$ . Le premier point du domaine est placé de manière aléatoire puis à partir de ce point et le long du domaine des segments de longueur constante sont définis. Pour chaque longueur de segment, on répète 40 fois la procédure ce qui fait un total de 1600 segmentations pour cette méthode.

### 4.3.3 Définition des grilles de segmentation

Après avoir défini les points de segmentation (cf. section 4.3.2) les paramètres du modèle sont sous-discrétisés. Les valeurs de référence du débit  $Q$ , de pente de fond  $\partial_x Z_b$ , des coefficients  $a$ ,  $c$  et des exposants  $b$ ,  $d$  des lois puissances (cf. équations 4.3 et 4.5) sont interpolés linéairement entre les points des grilles moins fines définies par les méthodes de segmentation.

Pour segmenter le débit, la vraie valeur de  $Q$  est attribuée à chaque point de la grille de segmentation. La grille sous-échantillonnée  $Q_{seg}$  est ensuite interpolée linéairement entre chaque point. La pente de fond est calculée par différences finies depuis la grille de bathymétrie segmentée  $Z_{b,seg}$ .  $Z_{b,seg}$  est construite de la même manière que  $Q_{seg}$ , la vraie valeur de  $Z_b$  est attribuée à chaque borne des segments puis la grille  $Z_{b,seg}$  est interpolée linéairement. Pour définir les grilles de segmentation des coefficients  $a$ ,  $c$  et exposants  $b$ ,  $d$ , il faut au préalable linéariser les lois puissances 4.3 et 4.5. Ensuite de la même manière que  $Q_{seg}$  et  $Z_{b,seg}$ , les valeurs des coefficients des lois linéarisées sont attribuée à chaque borne des segments et les grilles sont interpolées linéairement entre chaque point de segmentation.

### 4.3.4 Écoulements sur grilles segmentées

Les écoulements sur grilles segmentées sont simulés de la même manière que décrit en section 4.2.2. A titre d'exemple, on illustre sur la figure 4.4 la surface libre des écoulements sur canaux segmentés, appelée  $Z_{seg}$ , par les quatre méthodes de segmentation. Les techniques de segmentation n°1 et n°2 sont représentées pour une longueur d'onde de filtrage  $\lambda_C = 3,5km$  ce qui correspond à 34 segments pour chacune des méthodes. Afin

de représenter des segmentations équivalentes, la segmentation n°3 est représentée pour  $\lambda_C = 1,5km$  ce qui correspond à 33 segments et la segmentation n°4 est appliquée avec d'une longueur de biefs constante  $L_{bief} = 2km$  ce qui produit 36 segments.

Les profils de bathymétrie segmentés  $Z_{b,seg}$  (profils verts) sont superposés aux profils de bathymétrie de référence (profils noirs). Les bornes des segments sont indiquées par les points rouges et les écoulements simulés sur les grilles segmentées (profils rouges) sont superposés aux profils de surface libre de référence (profil bleu).

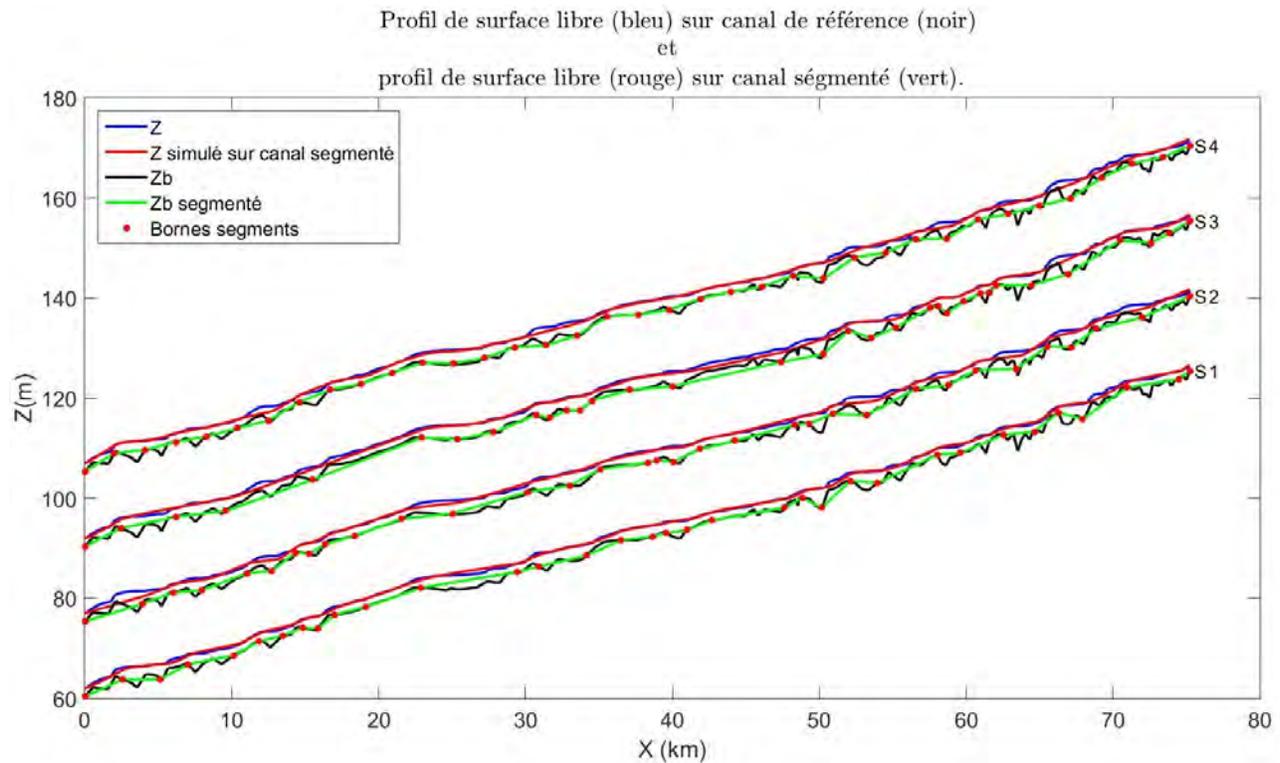


FIGURE 4.4 – Exemple de segmentation du même profil de surface libre ( $Q = 83m^3.s^{-1}$ ) par les quatre méthodes de segmentation dont les bornes sont basées sur : - les extrema de courbure de  $Z$  (S1); - les points d'inflexion de  $Z$  (S2); - les extrema de courbure et points d'inflexion de  $Z$  (S3) et dont les segments sont de longueur constante (S4). Les profils de bathymétrie segmentés  $Z_{b,seg}$  (vert) sont superposés aux profils de fond de référence (noir). Les bornes des segments sont indiquées par les points rouges. Les écoulements simulés sur les grilles segmentées (rouge) sont superposés aux profils de surface libre de référence (bleu). Chaque écoulement est décalé de 15m pour la lisibilité.

### 4.3.5 Évaluation des stratégies de segmentation

Tel que décrit au chapitre 3, la détection des sections de contrôle est dépendante du régime d'écoulement dans la portion de cours d'eau d'intérêt. On a montré que la variabilité de la bathymétrie et des frottements induiront plus de non-uniformités sur la surface libre des écoulements pour les bas régimes. Au contraire, les surfaces libres des écoulements pour de forts débits seront affectées par de plus fortes non-uniformités lorsque la section du canal varie. Ceci suggère donc que la segmentation pourrait dépendre des régimes d'écoulement.

A partir des courbes de débits classées du fleuve Garonne présentées au chapitre 3, on choisit le premier et le neuvième décile de la courbe ce qui représente respectivement un débit bas régime ( $Q = 83m^3.s^{-1}$ ) et haut régime ( $Q = 327m^3.s^{-1}$ ) mais non extrêmes.

Les performances des méthodes de segmentation sont évaluées en terme d'écart moyen  $E_p$  entre les variables de l'écoulement de référence et celles simulées sur les canaux segmentés pour les trois variables communément employées pour estimer des débits soit  $Z(x)$ ,  $h(x)$ , et  $\partial_x Z$  (se référer au chapitre 1 pour le détail de ces méthodes). On définit donc  $E_p$

tel que  $E_p = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |P_{sim_i} - P_{true_i}|$ ,  $P = \{Z, \partial_x Z, h\}$  (cf. figure 4.5 pour  $Q = 83m^3.s^{-1}$  et figure

4.6 pour  $Q = 327m^3.s^{-1}$ ).  $E_p$  sera représenté en fonction du nombre de segments car on souhaite développer une méthode qui permet d'optimiser simultanément la localisation des bornes des segments et leur nombre; cette représentation permettant de comparer les quatre méthodes de manière équivalente.

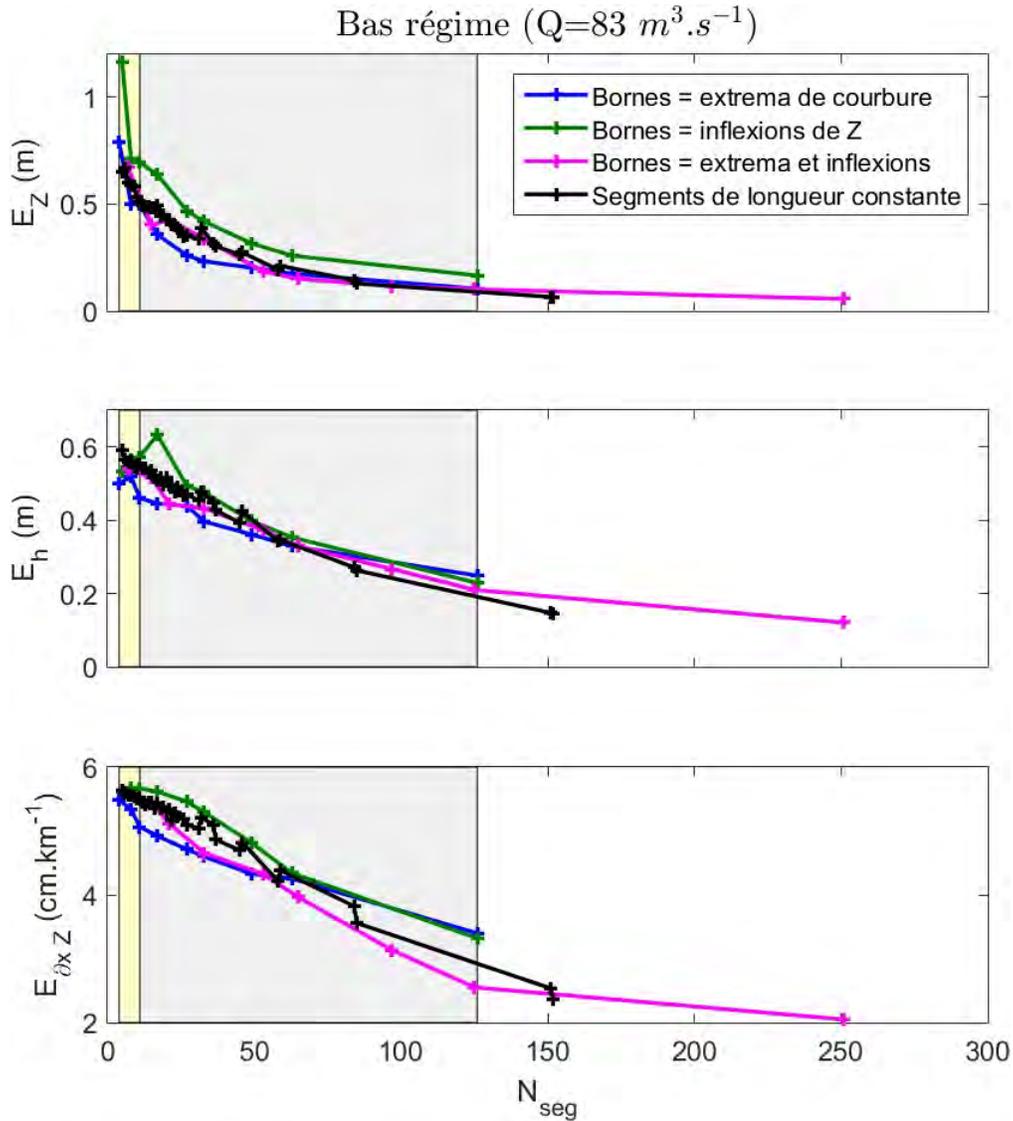


FIGURE 4.5 – Courbes d’erreur entre écoulement de référence et écoulements sur canaux segmentés des variables  $Z$ ,  $\partial_x Z$ , et  $h$  pour le bas régime d’écoulement  $Q = 83 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Le rectangle jaune correspond à  $4 < N_{seg} < 11$  et sa signification sera détaillée en section 4.4.

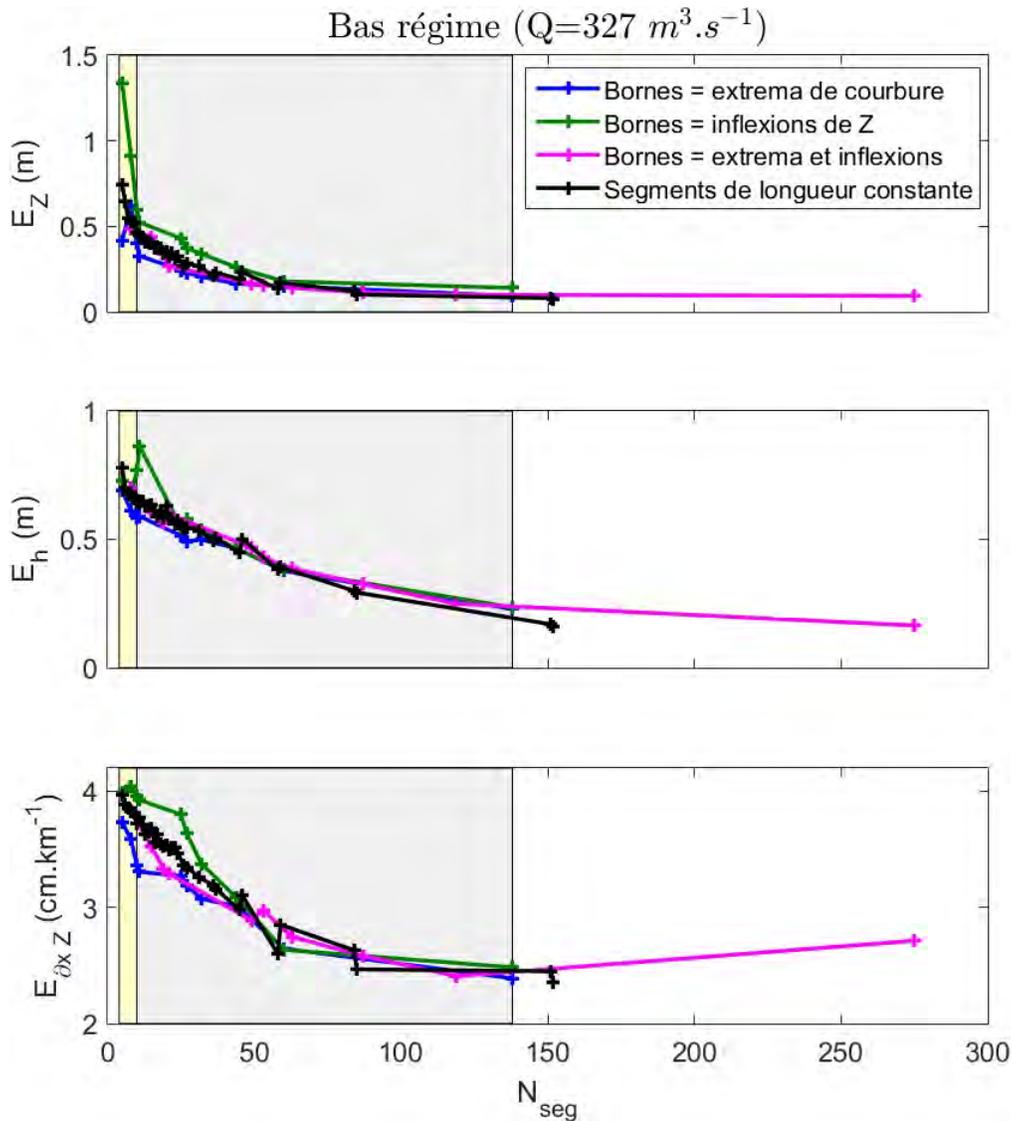


FIGURE 4.6 – Courbes d'erreurs entre écoulement de référence et écoulements sur canaux segmentés des variables  $Z$ ,  $\partial_x Z$ , et  $h$  pour  $Q = 327 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Le rectangle jaune correspond à  $4 < N_{seg} < 10$  et sa signification sera détaillée en section 4.4.

Sans surprise, l'erreur entre les profils de référence et les profils simulés sur les canaux segmentés diminue lorsqu'on affine la grille de segmentation, c'est à dire quand le nombre de segments  $N_{seg}$  augmente. Lorsque  $N_{seg} < 50$  (soit  $\lambda_c > 2,5 \text{ km}$ ) la méthode de segmentation n°1, basée sur les extrema locaux de courbure est plus efficace pour les deux régimes et toutes les variables (cf. figures 4.5 et 4.6 où  $N_{seg} < 50$ ).

Lorsque  $N_{seg} > 50$  l'erreur entre les profils de référence et les profils simulés à partir de

la méthode de segmentation n°3, basée sur les points d'inflexion et les extrema, est inférieure aux autres. Aussi pour les variables  $h$  et  $\partial_x Z$ , l'erreur entre les profils de référence et les profils simulés de la méthode de segmentation n°2, basée sur les points d'inflexion est inférieure à celle de la méthode n°1 basée sur les extrema. Ceci s'explique par le fait que lorsque  $N_{seg} = 50$ , la longueur moyenne d'un segment est de  $1,5km$  et est du même ordre de grandeur que l'espace moyen qui sépare les sections de contrôles du domaine considéré. Pour illustrer ceci on représente sur la figure 4.7 les sections de contrôles dues aux variations de pentes qui sont majoritaires par rapport à celles dues aux variations de sections. L'espace moyen qui sépare les sections de contrôles à l'échelle du domaine est de  $1.623km$ . La longueur moyenne des segments lorsque  $N_{seg} = 50$  est donc du même ordre de grandeur que l'espace moyen entre les sections de contrôles du bief, nous sommes donc dans une échelle de segmentation très locale où les sections de contrôles sont directement reliées aux points d'inflexion (cf. chapitre 3). Cependant, dans un contexte de segmentation adapté aux échelles spatiales de la télédétection et à la modélisation grande échelle, la longueur de segment moyenne requise est supérieure à  $1,5km$ . Dans la suite de cette étude, on retient donc la méthode n°1 basée sur les extrema de courbure qui est globalement plus performante et systématiquement pour  $N_{seg} < 50$  soit pour  $\lambda_c > 2,5km$ .

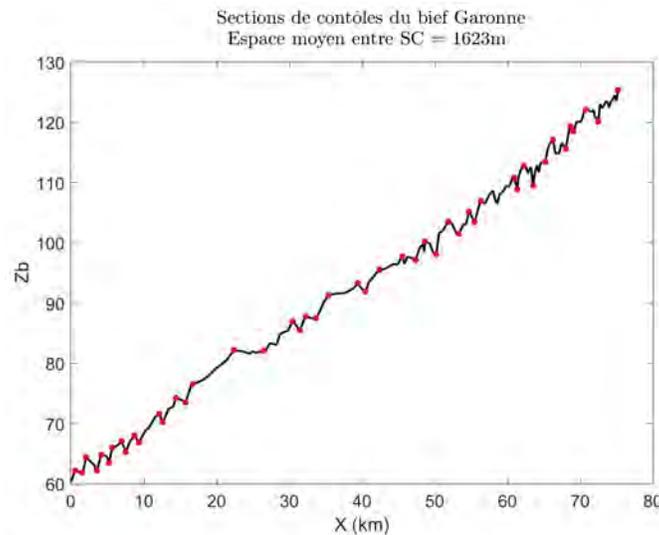


FIGURE 4.7 – Sections de contrôles du bief Garonne. La distance moyenne entre les sections est de  $1.623km$ .

## 4.4 Effet de la segmentation sur les écoulements modélisés

On s'intéresse à l'effet de la segmentation sur les variables hydrauliques d'écoulements modélisés sur différentes échelles de grilles de segmentation. Pour ceci, on analyse les écoulements simulés sur les canaux segmentés (cf. section 4.4.1) puis on quantifie la visibilité hydraulique en fonction de l'échelle de segmentation (cf. section 4.4.2).

### 4.4.1 Analyse des écoulements sur canaux segmentés

Pour chaque débit ( $Q = 83m^3.s^{-1}$  et  $Q = 327m.s^{-1}$ ) on analyse deux échelles de segmentation choisies arbitrairement de façon à représenter une fine ( $\lambda_C = 2,5km$ ) et une large ( $\lambda_C = 12km$ ) échelle de segmentation. Pour chacun des profils, les bornes des segments sont définies à partir de la méthode de segmentation 1. Les bornes des segments sont donc basées sur les extrema locaux de courbure de la surface libre et sont indiquées par les points noirs sur les profils de références.

On représente les écoulement de débit  $Q = 83m^3.s^{-1}$  (cf. figure 4.8) et l'écoulement de débit  $Q = 327m.s^{-1}$  (cf. figure 4.9) segmentés tous deux selon les deux niveaux de segmentation ( $\lambda_C = 2,5km$  profil bas et  $\lambda_C = 12km$  profil haut).

La segmentation fine échelle ( $\lambda_C = 2,5km$ ) produit en basses eaux (figure 4.8) 49 segments contre 44 en hautes eaux (cf. figure 4.9). La segmentation large échelle ( $\lambda_C = 12km$ ) produit elle en basses eaux (figure 4.8) 10 segments contre 9 en hautes eaux (cf. figure 4.9).

A échelle de segmentation égale, le nombre de sections de contrôle identifiées a donc diminué avec le haut régime, ce qui prouve que l'écoulement haut régime a filtré certaines sections de contrôle. Comme vu au chapitre 3, les sections de contrôle dues aux variations de pente du fond ou de rugosité ont plus d'effet sur la surface libre d'un écoulement en bas régime qu'en haut régime. Si le nombre de sections de contrôle a diminué, cela veut dire que certaines sections dues à des variations de la pente de fond (ici la rugosité est constante) ont disparu; bien que certaines dues aux variations de largeur aient pu apparaître qui elles sont plus visibles en hautes eaux.

La profondeur des écoulements sur les canaux segmentés est représentée sur les figures 4.8.a, 4.8.b, 4.9.a, 4.9.b. On montre que la profondeur des écoulements simulés sur les grilles plus denses ( $\lambda_C = 2,5km$  figures 4.8.a, et 4.9.a, profils bleu foncé) est beaucoup plus variable que la profondeur simulée sur les grilles moins résolues ( $\lambda_C = 12km$  figures 4.8.b, et 4.9.b, bleu foncé). Les écoulements simulés sur les grilles moins résolues tendent plus à s'ajuster vers les valeurs de profondeur normale (profondeur normale équivalente car elle est calculée en chaque point du canal segmenté, profils magenta) du fait que la

géométrie du canal est moins variable. De ce fait plus la grille de segmentation augmente et plus les écoulements auront tendance à tendre vers des régimes uniformes et donc la visibilité de non-uniformités hydrauliques décroitra.

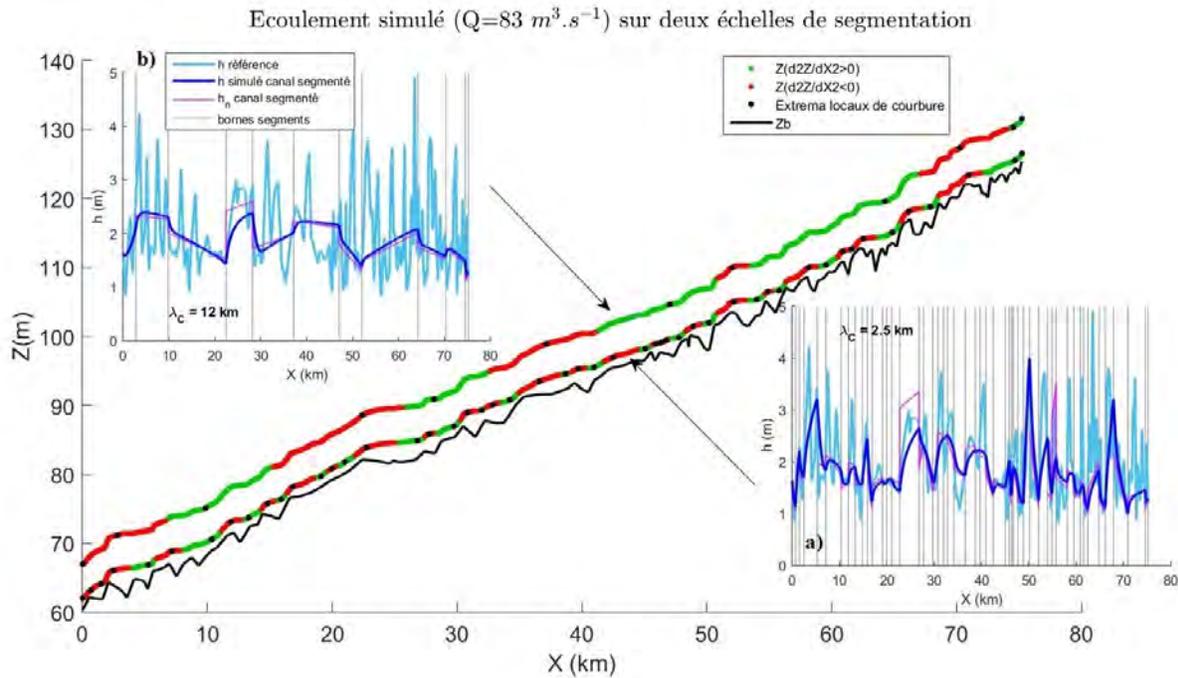


FIGURE 4.8 – Altitude de surface libre et bornes des segments (points noirs) de l'écoulement de référence bas régime  $Q = 83 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  pour deux niveau de segmentation  $\lambda_c = 2,5 \text{ km}$  (profil du bas) et  $\lambda_c = 16 \text{ km}$  (profil du haut). Les profils de surface libre sont décalés de  $5 \text{ m}$  pour une meilleure lisibilité. a) Profondeur de l'écoulement de référence (bleu ciel), profondeur de l'écoulement simulé sur canal segmenté avec  $\lambda_c = 2,5 \text{ km}$  (bleu foncé) et hauteur normale équivalente du canal segmenté (magenta).

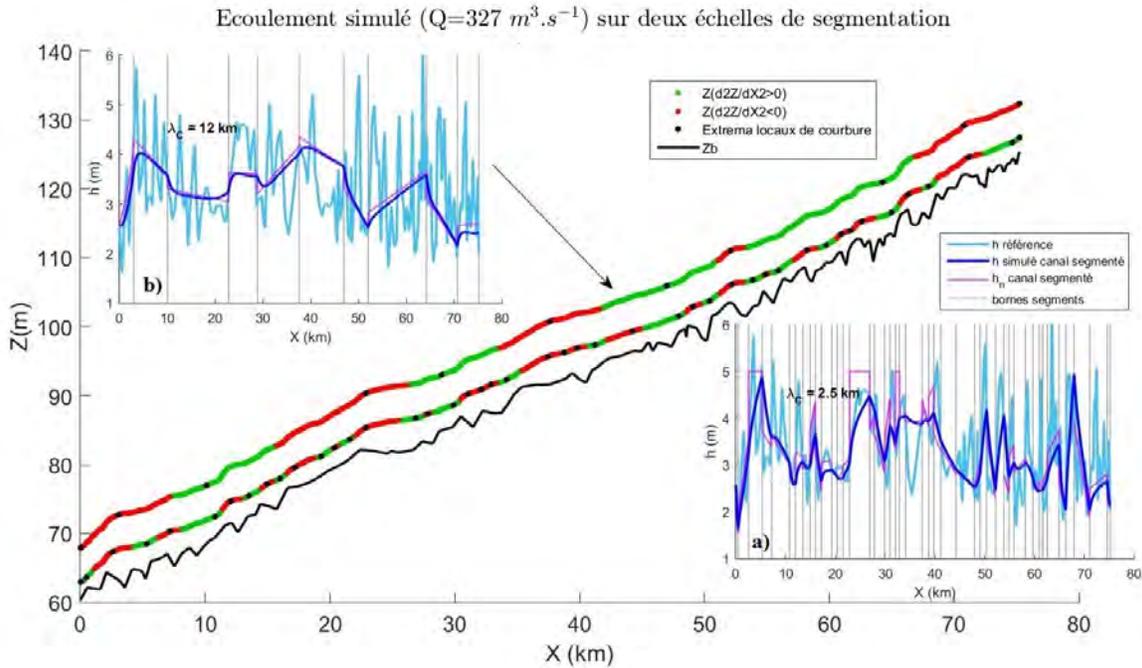


FIGURE 4.9 – Altitude de surface libre et bornes des segments (points noirs) de l'écoulement de référence haut régime  $Q = 327m^3.s^{-1}$  pour deux niveau de segmentation  $\lambda_C = 2,5km$  (profil du bas) et  $\lambda_C = 12km$  (profil du haut). Les profils de surface libre sont décalés de  $5m$  pour une meilleure lisibilité. a) Profondeur de l'écoulement de référence (bleu ciel), profondeur de l'écoulement simulé sur canal segmenté avec  $\lambda_C = 2,5km$  (bleu foncé) et hauteur normale équivalente du canal segmenté (magenta).

#### 4.4.2 Visibilité des non uniformités

On souhaite évaluer l'effet de la résolution de la grille de segmentation sur les écoulements en terme de visibilité des non linéarités. Pour cela on se base sur les profils de pente dérivés des écoulements sur canaux segmentés.

On représente sur la figure 4.10.a les spectres de  $\partial_x Z_{seg}$  dérivés des profils de  $Z_{seg}$  issus du filtrage  $\lambda_C = 12km$ ,  $\lambda_C = 16km$  et  $\lambda_C = 25km$  pour le bas régime d'écoulement ( $Q = 83m^3.s^{-1}$ ). On montre qu'à partir de  $\lambda_C = 16km$ , l'amplitude de l'harmonique portée par  $\lambda = 75km$  est supérieur ou égale à l'amplitude des harmoniques portées par  $\lambda < 75km$ . De la même manière pour le profil haut régime ( $Q = 327m^3.s^{-1}$  cf. figure 4.10.b) on montre qu'à partir de  $\lambda_C = 12km$  l'amplitude de l'harmonique portée par  $\lambda = 75km$  est supérieur ou égale à l'amplitude des harmoniques portées par  $\lambda < 75km$ . Il existe donc une résolution de grille de segmentation seuil pour laquelle l'énergie du spectre des pentes de surface libre est portée principalement par la longueur d'onde du domaine

( $\lambda = 75\text{km}$ ). Cette longueur d'onde de coupure seuil est notée  $\lambda_{C,seuil}$  ; avec  $\lambda_{C,seuil} = 16\text{km}$  pour  $Q = 83\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  et  $\lambda_{C,seuil} = 12\text{km}$  pour  $Q = 327\text{m}^3.\text{s}^{-1}$ .

Aux échelles de segmentation supérieures à cette valeur seuil les variables de l'écoulement divergeront donc peu par rapport aux valeurs moyennes car les écoulements seront moins sujets à de fortes variations de géométries. A ces échelles les valeurs caractéristiques des variables d'écoulement sont donc les valeurs moyennes de ces variables à l'échelle du domaine.

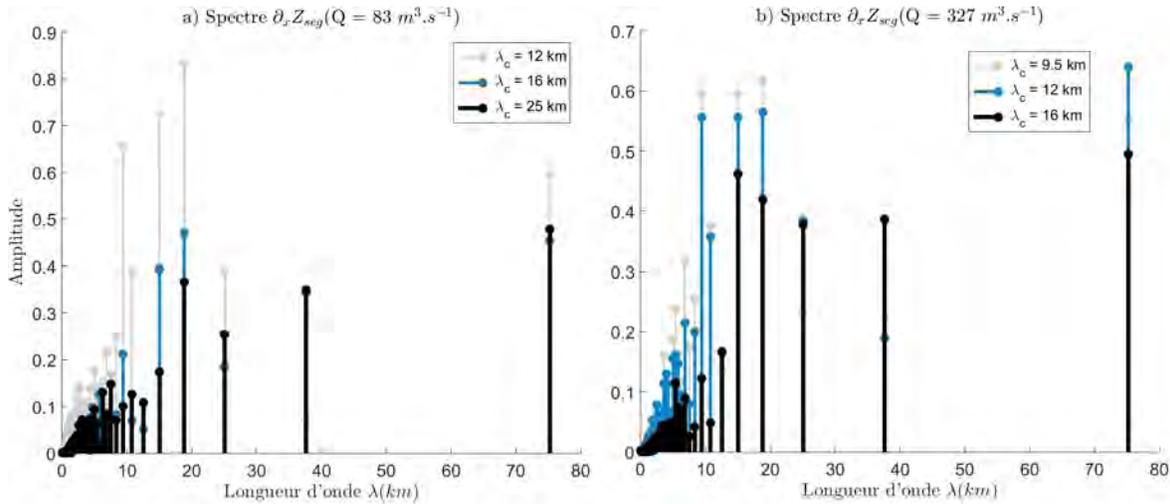


FIGURE 4.10 – Analyse spectrale (décomposition en séries de Fourier) des profils de pente de surface libre dérivés des profils de surface libre des écoulements sur canaux segmentés. a)  $Q = 83\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  et  $\lambda_C = 12\text{km}, \lambda_C = 16\text{km}, \lambda_C = 25\text{km}$ . b)  $Q = 327\text{m}^3.\text{s}^{-1}$  et  $\lambda_C = 9,5\text{km}, \lambda_C = 12\text{km}, \lambda_C = 16\text{km}$ .

Pour faire le lien entre cette propriété identifiable à partir d'un « observable » de la surface libre et la profondeur de l'écoulement on quantifie les non linéarités de la surface en terme d'écart de la pente de surface libre à la pente de fond. En effet, la surface des écoulements en régime permanent uniforme est parallèle au fond, ainsi l'écart à la pente de fond nous permet de quantifier le taux de non-linéarités induit par les contrôles hydrauliques. Pour les deux régimes d'écoulement, on calcule donc le pourcentage de points du domaine dont la pente de surface libre diffère de moins de 10% de la pente de fond du canal segmenté. On évalue donc pour chaque point du domaine si :

$$|\partial_x Z_{seg} - \partial_x Z_{b,seg}| < 0.1 \partial_x Z_{b,seg} \quad (4.6)$$

Pour chaque profil le pourcentage de points vérifiant cette propriété est calculé et représenté sur les figures 4.11.a et 4.11.b. Les valeurs seuil  $\lambda_{C,seuil}$  définies précédemment

sont indiquées sur les figures 4.10.a et 4.10.b par le trait noir qui sépare les zones grises ( $\lambda_C < \lambda_{C,seuil}$ ) et jaunes ( $\lambda_C > \lambda_{C,seuil}$ ). Pour l'écoulement bas régime ( $Q = 87m^3.s^{-1}$ ), au dessus de  $\lambda_{C,seuil} = 16km$  92% de la pente de surface libre du domaine diffère de moins de 10% de la pente de fond. Pour l'écoulement haut régime ( $Q = 327m^3.s^{-1}$ ), à partir de  $\lambda_{C,seuil} = 12km$  plus de 88% de la pente de surface libre du domaine diffère de moins de 10% de la pente de fond. On remarque aussi qu'à partir de la valeur  $\lambda_{C,seuil}$ , la tendance de variation du pourcentage de points vérifiant la condition 4.6 change.

Sur les figures 4.5 et 4.6 on discerne aussi qu'à partir de la valeur  $\lambda_{C,seuil}$ , la tendance de variation de  $E_S(N)$  et  $E_h(N)$  change. Au dessus de cette valeur seuil et donc pour un nombre de segments moins important où  $E_S(N)$  varie quasi linéairement, ceci signifie que les écoulements segmentés sont peu non-uniformes comme démontré sur les figures 4.11.a et 4.11.b.

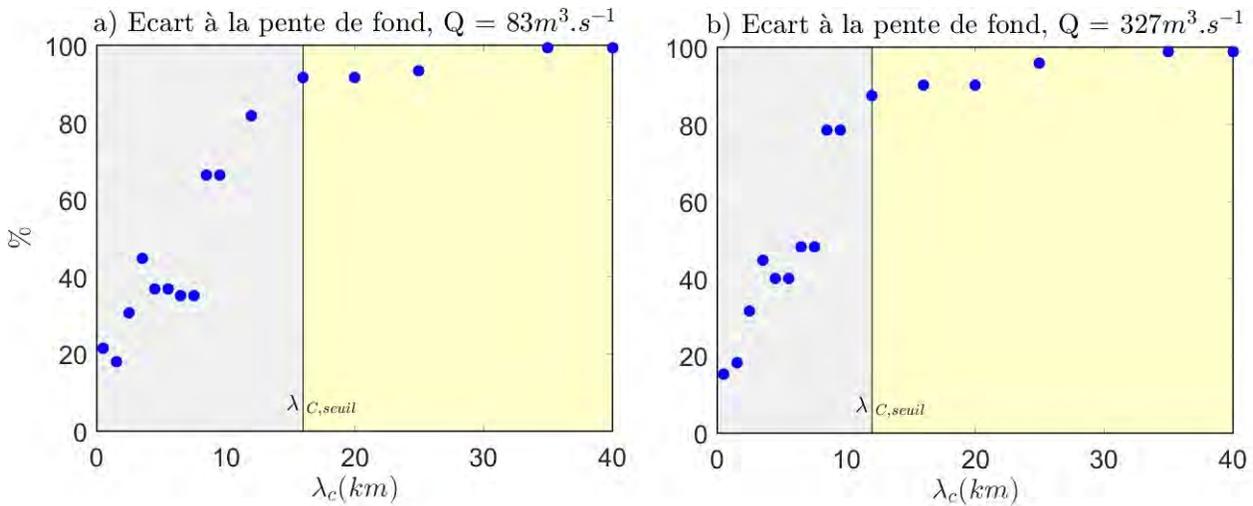


FIGURE 4.11 – Pourcentage de points dont la pente de surface libre diffère de moins de 10% de la pente de fond pour  $\lambda_C = 0,5km, \lambda_C = 1,5km, \lambda_C = 2,5km, \lambda_C = 3,5km, \lambda_C = 4,5km, \lambda_C = 5,5km, \lambda_C = 6,5km, \lambda_C = 7,5km, \lambda_C = 8,5km, \lambda_C = 9,5km, \lambda_C = 12km, \lambda_C = 16km, \lambda_C = 20km, \lambda_C = 25km, \lambda_C = 35km, \lambda_C = 40km$ . La valeur  $\lambda_{C,seuil}$  est indiquée par le trait noir qui sépare les zones grises ( $\lambda_C < \lambda_{C,seuil}$ ) et jaunes ( $\lambda_C > \lambda_{C,seuil}$ ) a)  $Q = 83m^3.s^{-1}$  et  $\lambda_{C,seuil} = 16km$ . b)  $Q = 327m^3.s^{-1}$  et  $\lambda_{C,seuil} = 12km$ .

## 4.5 Segmentation de profils réels in situ

La méthode de segmentation est appliquée aux profils de surface libre de la rivière Negro présentés au chapitre 1. La zone d'étude et les profils sont présentés et détaillés en

terme de pente et de courbure de la surface libre (cf. section 4.5.1) puis deux échelles de segmentation sont présentées et analysées (cf. section 4.5.2).

### 4.5.1 Zone d'étude et profils in situ

Les profils ont été collectés par la CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais) au moyen de stations GPS embarquées sur des navires (Medeiros Moreira, 2016). La rivière Negro est un contributeur majeur du fleuve Solimoes-Amazone (cf. figure 4.12). À leur confluence (à environ  $1400\text{km}$  de l'embouchure du fleuve Amazone), le débit de la rivière Negro varie généralement entre  $4200 - 55000\text{m}^3.\text{s}^{-1}$ , tandis que celui du fleuve Solimoes varie entre  $68000 - 130000\text{m}^3.\text{s}^{-1}$ . C'est à partir de là que le Solimoes change de nom et est appelé Amazone. Du fait que le bassin amazonien s'étende des deux côtés de l'équateur, ces deux cours d'eau sont soumis à des régimes climatiques différents, ce qui entraîne des régimes hydrologiques très contrastés et en conséquence, les crues et étiages de ces fleuves sont déphasées (Meade et al., 1991).



FIGURE 4.12 – Carte du bassin Amazonien<sup>1</sup>, la rivière Negro est surlignée en rose, elle vient rejoindre le fleuve Solimoes-Amazonne au niveau de Manaus. C'est à partir de là que le Solimoes change de nom et est appelé Amazone. Les photos à gauche<sup>2,3</sup> représentent la confluence entre le Solimoes-Amazonne et la rivière Negro appelée « encontro das águas » la « rencontre des eaux ». Il s'agit du mélange des deux eaux qui se fait progressivement, les deux étant distinctes par leur couleur : l'une marron (le fleuve Solimoes-Amazonne) et l'autre noire (la rivière Negro).

<sup>1</sup><https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=4746516>;

<sup>2</sup><http://amazonrambo.net/main/places-to-see/meeting-of-the-waters/>; <sup>3</sup>[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Encontro\\_das\\_%C3%81guas\\_-\\_Manaus.jpg?uselang=fr](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Encontro_das_%C3%81guas_-_Manaus.jpg?uselang=fr)

Cinq des six profils présentés au chapitre 1 (pour plus de détails sur leur technique d'acquisition se référer à ce chapitre) sont analysés. Ces profils offrent des scénarios hydrologiques très contrastés relevés à différentes périodes : - le profil 1 aval-amont collecté du 22/09/2009 au 3/10/2009, le profil 2 amont-aval collecté du 08/10/2009 au 16/10/2009, le profil 3 aval-amont collecté du 18/11/2010 au 30/11/2010, le profil 4 amont-aval collecté du 01/12/2010 au 07/12/2010 et le profil 6 amont-aval collecté du 01/04/2015 au 05/04/2015 (cf. figure 4.13.a).

Lorsque le Solimoes-Amazonne est en période de hautes eaux, le niveau à l'aval de la rivière Negro peut fortement monter. Par exemple à  $X = 112km$  (cf. figure 4.13.a) on a enregistré

en 2009 une hauteur d'eau de  $Z_1(X = 112km) = 17,25m$  (profil 1) et en 2010  $Z_3(X = 112km) = 7,49m$  (profil 3), ce qui fait une amplitude de  $9,76m$ . Le profil 6 laisse supposer que cette amplitude peut être encore plus importante. Lorsque le Solimoes-Amazone est en période de crue il impose donc une importante hauteur d'eau comme condition limite aval de la rivière Negro  $h_{aval} > h_{n,aval}$ , la surface libre à l'aval de la rivière Negro s'aplatit et la vitesse de l'écoulement ralentit.

En raison de la très faible pente de fond, la rivière Negro est sujette à d'importantes remontées de contrôles aval (cf. chapitre 3) dont l'intensité varie avec le niveau du fleuve et peut remonter sur des centaines de kilomètres. On montre sur les figures (cf. figure 4.13.b) et (cf. figure 4.13.c) que les profils de pente et de courbure de la surface libre sont décorrélés selon les profils, depuis la confluence jusqu'à  $550km$  en amont. Le profil 4 est décorrélé du 3 sur une distance de  $175km$ ; le profil 2 est décorrélé des profils 3 et 4 sur une distance de  $355km$  et les profils 1 et 6 sont décorrélés des profils 3, 4 et 2 sur une distance de  $550km$ .

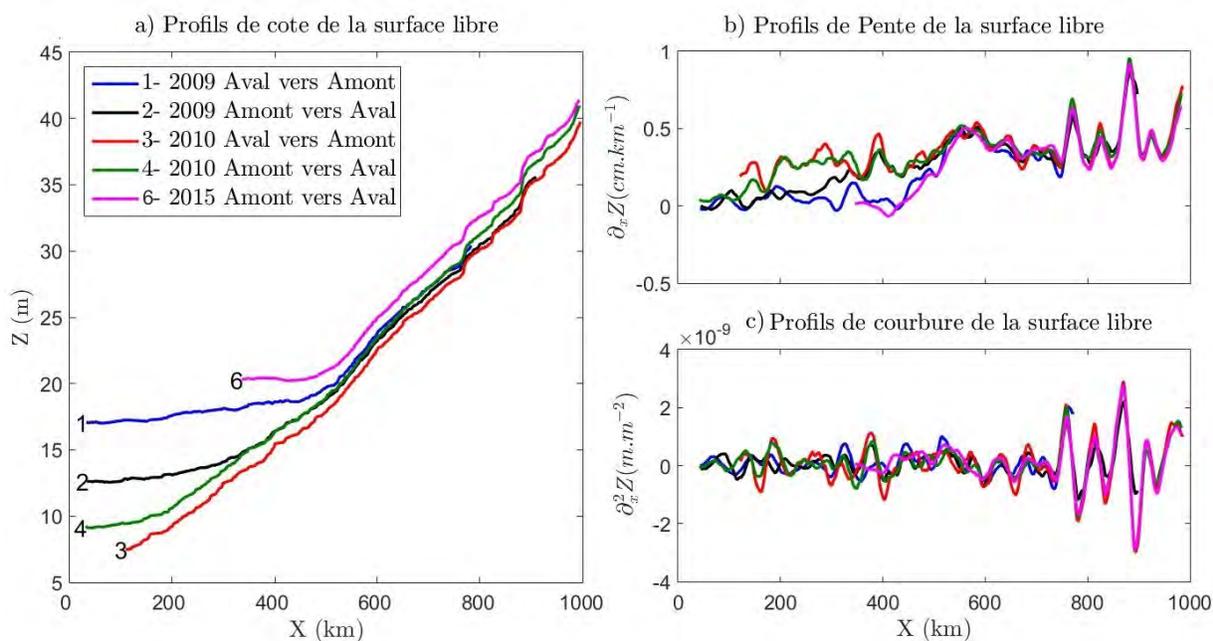


FIGURE 4.13 – a) Profils de surface libre de la rivière Negro mesurés lors de trois campagnes en 2009, 2010 et 2015. En 2009 le profil aval-amont (1) à été réalisé du 22/09/2009 au 3/10/2009 et le profil amont-aval (2) du 08/10/2009 au 16/10/2009. En 2010 le profil aval-amont (3) à été réalisé du 18/11/2010 au 30/11/2010 et le profil amont-aval (4) du 01/12/2010 au 07/12/2010. En 2015 le profil aval-amont et le profil amont-aval (6) du 01/04/2015 au 05/04/2015. Le profil 5 présenté au chapitre 1 n'est pas analysé car il ne présente pas une différence notable par rapport aux autres profils.

### 4.5.2 Application de la méthode de segmentation aux profils longitudinaux de surface libre de la rivière Negro

En section 4.4.2 nous avons vu que la visibilité des non-uniformités de l'écoulement est dépendante de l'échelle de segmentation. On a montré qu'à partir d'une certaine échelle de segmentation  $\lambda_{c,seuil}$  la profondeur caractéristique de l'écoulement a tendance à tendre vers la profondeur moyenne. Cette valeur seuil peut être estimée par l'analyse spectrale des profils de la pente de la surface libre telle que vu en section 4.4.2.

L'analyse spectrale est appliquée au profil 3 car ce profil est le moins affecté par le contrôle aval du fleuve Solimoes-Amazone. Les spectres de la pente de surface libre de ce profil sont examinés pour plusieurs échelles segmentations avec  $\lambda_c$  qui varie de  $\lambda_c = 0km$  à  $\lambda_c = 60km$  par pas de  $1km$ .

On représente sur la figure 4.14 trois spectres ( $\lambda_c = 0km$ ,  $\lambda_c = 30km$  et  $\lambda_c = 60km$ ) des profils de pentes dérivées des profils de surface libre segmentés. Au dessus de  $\lambda_{c,seuil} = 30km$  l'harmonique principale est portée par la longueur du domaine. De ce fait, au dessus de cette limite peu de non-uniformités d'écoulements seront visibles (cf. section 4.4.2). Les non-uniformités visibles seront celles qui sont dues à de fortes singularités géométriques et/ou hydrologiques et/ou de rugosité. Ainsi, au dessous de cette valeur les grilles de segmentation seront mieux adaptées pour des études hydrauliques fines, dont les non-uniformités d'écoulement sont dues aux singularités de grande échelle mais aussi locales.

Sur la base de cette limite nous avons choisi de présenter deux échelles de segmentation : une segmentation fine échelle mieux adaptée aux études hydrauliques avec  $\lambda_c = 20km$  (cf. figure 4.15), et une segmentation grande échelle avec  $\lambda_c = 150km$  (cf. figure 4.16) qui permet d'identifier les singularités de large échelle hydrologique et géomorphologique.

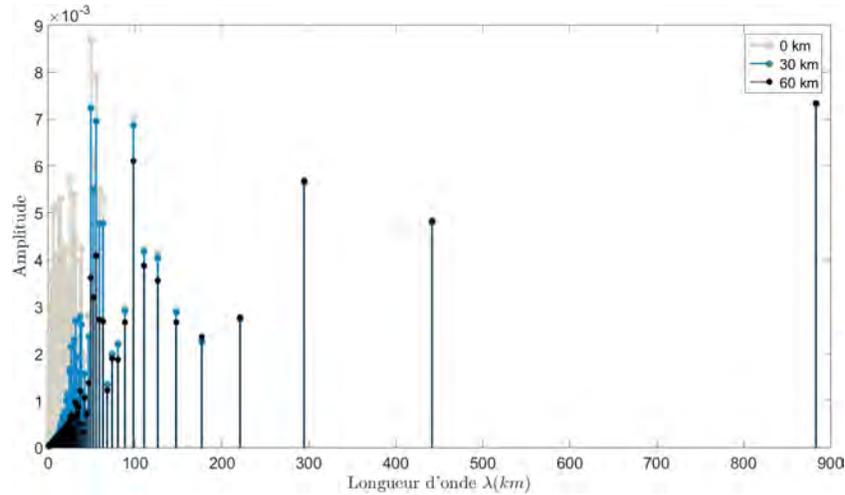


FIGURE 4.14 – Analyse spectrale (décomposition en séries de Fourier) des profils de pente de surface libre dérivés des profils de surface libre segmentés avec  $\lambda_c = 0; 30; 60km$ .

La longueur d'onde de la segmentation fine échelle ( $\lambda_c = 20km$ ) est choisie suffisamment longue pour filtrer le bruit inhérent aux profils GPS et suffisamment courte pour permettre une segmentation de haute résolution qui permette une bonne visibilité hydraulique. Cette segmentation basée sur les variabilités de courbure de la surface dans l'espace et dans le temps met en évidence la dynamique des contrôles hydrauliques locaux. Les ruptures de pente situées à  $X = 770km$ ,  $X = 824km$ ,  $X = 881km$  et  $X = 825km$  (traits verticaux magentas), sont marquées par l'inversion du signe de courbure de la surface libre de négatif à positif tel que vu en section 3.2. Les zones aval, influencées par la remontée du contrôle imposé par le Solimoes-Amazone, sont caractérisées par des valeurs de pente et de courbure de surface libre plus faibles (cf. figures 4.13.a et 4.13.b). Il faut remarquer que pour une rivière composée de plusieurs canaux tel que la rivière Negro (cf. image Landsat figure 4.16), la segmentation fine échelle peut être dépendante de contrôles locaux propres à la dynamique locale d'un mono-canal qu'aurait pu emprunter le bateau.

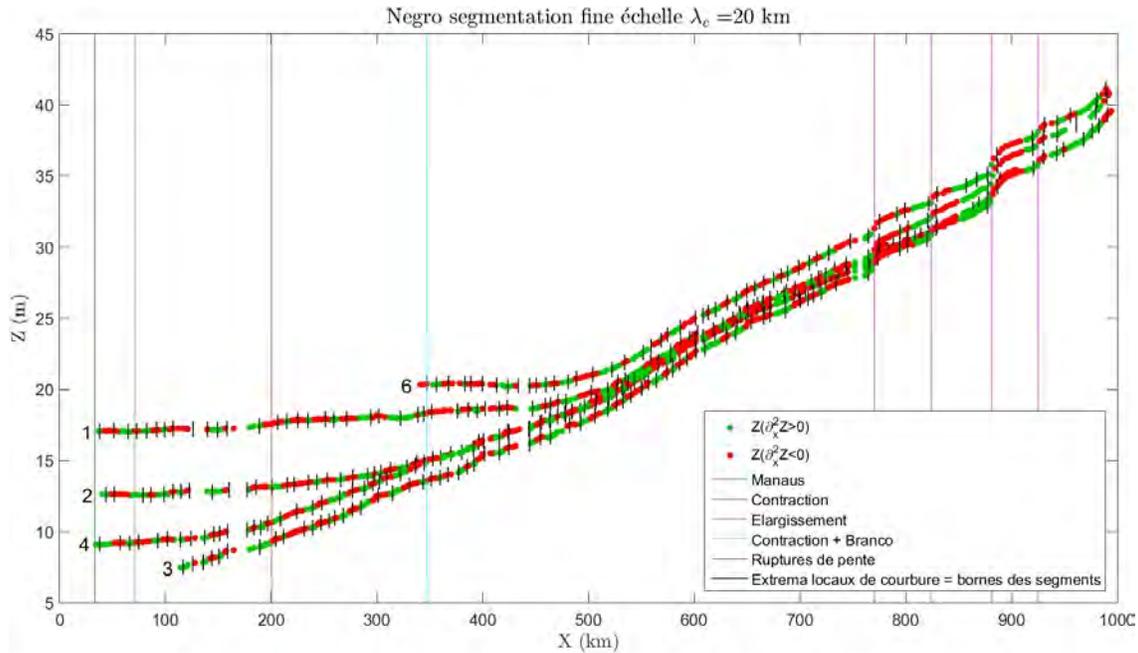


FIGURE 4.15 – Segmentation fine échelle de la rivière Negro.

La longueur d'onde ( $\lambda_c = 150\text{km}$ ) de la segmentation grande échelle est choisie suffisamment longue de façon à mettre en évidence les tendances de grande échelle de la courbure de la surface libre causées par les caractéristiques géomorphologiques et hydrologiques issues de processus (temporellement) long. La zone amont, entre  $X = 650\text{km}$  et  $X = 1000\text{km}$ , qui n'est ni affectée par la remontée du contrôle aval du fleuve Solimoes-Amazone ni par les grandes variations de largeur, les quatre profils segmentés sont similaires, avec quelques différences de position des bornes selon le régime. La partie aval des profils 4, 2, 1 et 6 est forcée par l'effet du contrôle imposé par le fleuve Solimoes-Amazone sur la rivière Negro, ce qui entraîne une courbure positive de la surface libre à grande échelle. La position des extrema de la courbure varie de  $X = 183\text{km}$  pour le profil 4 à  $X = 297\text{km}$  pour le profil 2 et  $X = 513\text{km}$  pour les profils 1 et 6.

À  $X = 351\text{km}$  l'analyse des profils de courbure des profils 1 et 6 semble pouvoir mettre en évidence l'effet de la contraction de largeur du canal combinée à la confluence avec la rivière Branco. L'effet de la singularité contraction-Branco est marquée par une élévation du niveau d'eau à l'amont de la singularité dû à l'effet barrière du Branco et de la contraction. Tel que montré sur canal synthétique en section 3.2 un tel contrôle est caractérisé par une courbure négative en amont de la section de contrôle (profils 1 et 6 zones rouges à l'amont de  $X = 351\text{km}$ ). Il est intéressant de noter, tel que cela a été démontré sur les canaux synthétiques, que l'influence d'une variation de largeur ou de section (terme  $J_2$ )

est significative en hautes eaux.

De la même manière il semble possible d'identifier pour le profil 1 l'élargissement du canal à  $X = 200km$ . La section de contrôle marque le passage d'une courbure négative à l'amont à une courbure positive à l'aval, tel que caractérisé pour un élargissement en canal synthétique section 3.2. Là encore l'effet de la variation de largeur semble plus identifiable en hautes eaux tel que montré sur les canaux synthétiques.

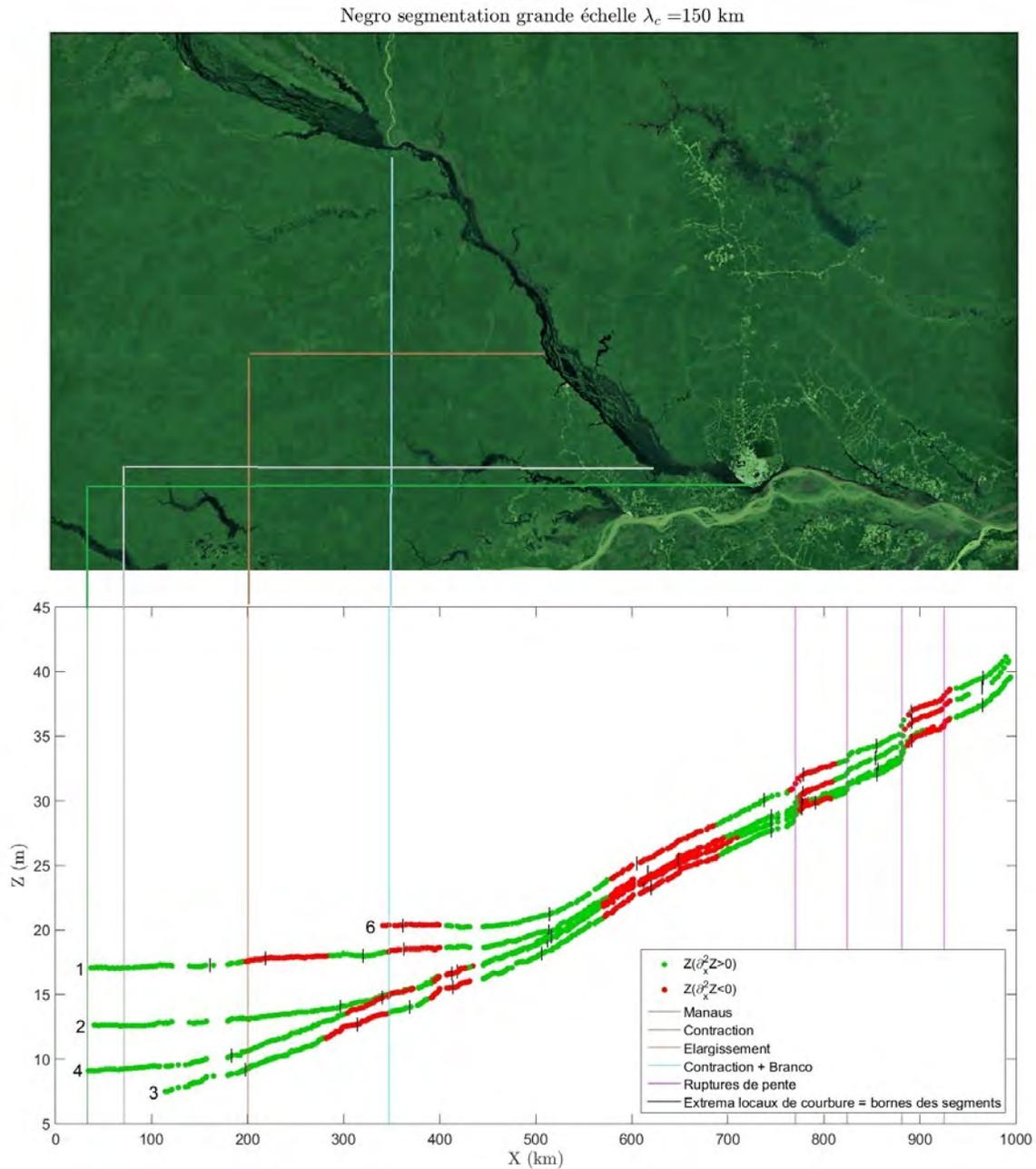


FIGURE 4.16 – Haut : Image Landsat/copernicus (GoogleEarth). Bas : Segmentation grande échelle de la rivière Negro.

## 4.6 Conclusion

Quatre méthodes de segmentation ont été explorées, dont trois reposent sur des considérations hydrauliques et la quatrième sur une considération géométrique. Nous avons montré que pour des échelles supérieures à l'échelle de chaque contrôle hydraulique local, la méthode de segmentation basée sur les extrema de courbure se révèle plus efficace. En effet tel que décrit au chapitre 3 et dans celui-ci, un extremum de courbure reflète un fort contrôle qui selon les cas intervient soit exactement au niveau de la section de contrôle soit non loin de celle-ci. De plus, tel que vu au chapitre 3 les sections de contrôle se caractérisent localement par une déviation maximale de  $h$  à  $h_n$ , hors un point d'inflexion (soit une courbure nulle) peut aussi apparaître lorsque  $h = h_n$ . De ce fait pour localiser les sections de contrôle, les extrema locaux de courbure se révèlent plus efficaces que les points d'inflexion de  $Z$  qui sont plus difficiles à identifier pour des échelles supérieures à celle de l'hydraulique locale. Sur la base de cette méthode, nous avons analysé cinq profils longitudinaux de la surface libre de la rivière Negro pour des régimes très contrastés et dont la longueur varie entre  $650km$  et  $980km$ . Le résultat fort issu de cette étude est que la visibilité hydraulique et donc la segmentation est dépendante de l'échelle spatiale et temporelle d'observation et de fait il n'existe pas une seule et unique segmentation.

Temporellement, on montre que la visibilité des sections de contrôles depuis l'observation de la surface libre (et donc depuis l'espace) sera dépendante du régime hydrologique. Ainsi, on a montré qu'un signal de courbure de surface libre typique des variations de largeur (cf. cas synthétiques chapitre 3) apparaît sur les profils hautes eaux de la rivière Negro (cf. figure 4.16). De ce signal on identifie deux sections de contrôles qui coïncident avec les singularités identifiées par images satellites : la contraction du canal combiné à la confluence avec la rivière Branco à  $X = 351km$  et l'élargissement du canal autour de  $X = 200km$ .

Spatialement on a montré qu'il existe plusieurs échelles de segmentation qui doivent être prises en compte en fonction du degrés de visibilité de non-uniformités souhaité. L'analyse spectrale des profils de pente de surface libre dérivés des profils de surface libre segmentés (section 4.4.2 pour le fleuve Garonne et section 4.5.2 pour la rivière Negro) révèlent qu'il est possible de dégager une limite qui permette d'identifier qu'au delà, les contrôles observés résultent de processus géomorphologiques long (telles que les importantes variations de largeurs décrites au-dessus ou les ruptures de pentes à l'amont du canal) ou des forçages hydrologiques de très grande échelle (contrôle aval du fleuve Solimoes-Amazone sur la rivière Negro). Ainsi, au delà de cette limite la visibilité des non-linéarités est très faible et ne permet pas une description hydrodynamique de l'écoulement.

En résumé, dans un contexte de segmentation adaptée à la télédétection où seule la surface libre des cours d'eau peut être observée, la courbure de la surface semble être le meilleur candidat pour détecter les singularités géométriques (largeur, pente, section hydraulique), de rugosités ou hydrologiques qui induisent des non-linéarités d'écoulement. Ainsi, une segmentation dont les segments sont basés sur la courbure de la surface libre permettra la prise en compte de ces multiples sections de contrôles. De plus nous montrons que différentes échelles spatiales et temporelles doivent être envisagées et que ces échelles sont d'une importance cruciale pour contraindre les paramètres des modélisations hydrauliques de Saint-Venant directes ou inverses à partir « d'observables ». En effet la segmentation à grande échelle sera mieux adaptée aux études hydrologiques car, à cette échelle, les valeurs des variables d'écoulement sont proches des valeurs moyennes à l'échelle du domaine. Au dessous de cette valeur les grilles de segmentation seront mieux adaptées pour des études hydrauliques fines, dont les non-uniformités d'écoulement sont dues aux caractéristiques géométriques et/ou hydrologiques et/ou de rugosités de grande échelle mais aussi locales.

Le développement des bases physiques pour la segmentation des rivières a donné lieu au premier article en auteur principal : Montazem A.-S., Garambois P.-A., Calmant S., Finaud-Guyot P., Medeiros Moreira D., Monnier J., Biancamaria S., Minear T. ; « Physical basis for river segmentation from water surface observables », en révision chez *Geophysical Research Letters*. Cette contribution s'inscrit dans la suite des études hydrauliques des profils de surface libre des rivières jusqu'alors réalisées (O'Loughlin et al., 2013 ; Garambois et al., 2017) et représente la première étude entièrement dédiée à la caractérisation hydraulique des rivières depuis l'espace.

# Chapitre 5

## Méthode de « débruitage » hydraulique automatique de mesures SWOT 1D

### 5.1 Introduction

La méthode de segmentation développée dans le chapitre précédent est basée sur la courbure de la surface libre. Cependant les erreurs liées à la mesure de  $Z$  pourraient affecter l'estimation de la courbure et rendre l'identification des sections de contrôle difficile voire impossible dans un contexte de mesures télédéteectées. Plusieurs études ont commencé à examiner l'intérêt d'utiliser des données de type SWOT généralement synthétiques pour contraindre des modèles d'écoulement (Durand et al., 2010; Biancamaria et al., 2011; Andreadis and Schumann, 2014; Garambois and Monnier, 2015b; Durand et al., 2016; Brisset et al., 2016 entre autres). L'estimation du débit des rivières est abordée dans ces études (modèles directs ou inverses) en utilisant les variables observables moyennées sur des tronçons décakilométriques (plus des données auxiliaires telles que la rugosité et bathymétrie fluviale non observables) dans le but de réduire le bruit de mesure.

Afin de réduire le bruit de mesure sur les produits SWOT, il est envisagé de moyennner spatialement les mesures d'altitude (Rodriguez, 2016); une précision de  $1,7\text{cm.km}^{-1}$  ou mieux sur la pente de la surface libre est attendue en effectuant un tel moyennage sur une distance de  $10\text{km}$  pour des cours d'eau de largeur supérieure à  $100\text{m}$ . Frasson et al. (2017) proposent deux stratégies pour réduire le bruit des mesures d'altitude du produit « RiverObs ». On rappelle que le produit « RiverObs » résulte de la moyenne de points du « Pixel Cloud » inscrits dans des polygones d'aires variables (préalablement définis) puis agrégés le long de la ligne centrale d'écoulement (cf. section 1.4.3.3 pour plus de détails sur le produit « RiverObs »). Dans cette étude les auteurs utilisent d'abord une fenêtre moyenne mobile de  $10\text{km}$  avec des poids gaussiens pour lisser la hauteur des nœuds puis

une fenêtre gaussienne adaptative, ce qui permet un compromis entre la réduction du bruit des données et la préservation de la forme de la surface de l'eau.

Afin de pouvoir exploiter au mieux le potentiel de caractérisation hydraulique à partir des variabilités de la surface des écoulements (chapitre 3) et la méthode de segmentation (chapitre 4), basées sur le signal de courbure, une méthode de filtrage physique est proposée. Nous présentons ici, sous la forme d'un article, une méthode de « débruitage » physique automatisée afin de réduire l'impact du bruit de la mesure sur l'identification des sections de contrôle hydraulique. La méthode de « débruitage » utilise conjointement des aprioris hydrauliques et un traitement en ondelettes des profils de surface libre. Les décompositions en ondelettes se révèlent particulièrement bien adaptées à ces signaux non-uniformes car elle permettent un « débruitage » localisé en espace et donc un « débruitage » spatialisé des profils. De plus, les décompositions en ondelettes induisent très peu d'oscillations artificielles. La méthode permet donc de réduire le bruit sur la hauteur de la surface libre en préservant la pente et la concavité qui reflètent les caractéristiques hydrauliques du flux.

## **5.2 Article : « A hydraulic based automated wavelet denoising method for depicting flow lines from remotely sensed (SWOT) distributed measurements »**

# A hydraulic based automated wavelet denoising method for depicting flow lines from remotely sensed (SWOT) distributed measurements

MONTAZEM Amanda-Samine, GARAMBOIS Pierre-André, CALMANT Stéphane,  
LARNIER Kevin, MONNIER Jérôme, DURAND Michael

January 7, 2019

## Abstract

The forthcoming Surface Water and Ocean Topography (SWOT) mission will provide unprecedented measurements of water surface heights for rivers wider than 100 m. Free surface height errors are expected to be in the order of meters very locally in space. Reducing these measurement noise while preserving the hydraulic information, it is of a priori interest for SWOT products including worldwide river discharge estimates which represent a major challenge for continental hydrology. In this context powerful denoising methods are required for global discharge estimations. We propose a new fully automatic iterative method for 1D flow profile signal denoising. This method uses wavelet decomposition with physical assumptions based on hydraulic laws and offers a major advantage of not requiring any kind of parametrisation. Our results performed on increasingly difficult noise scenarios, including a SWOT-HR one on the Sacramento River, shows the strength of the method for WS height slope and width denoising while preserving the hydraulic coherence.

**Keywords:** hydraulics, denoising, wavelets, SWOT, remote sensing.

## 1 Introduction

The forthcoming SWOT satellite mission is designed to observe quasi-global rivers wider than 100m with an unprecedented spatio-temporal coverage (cf. Biancamaria et al., 2015; Rodriguez, 2012). The repeat period will be of about 21 days, during which most locations will be revisited between 1 to 7 times (Biancamaria et al., 2016). Swot river product spatial resolution will be of 200m. Several studies have started to investigate the benefit of using generally synthetic and evenly spaced SWOT-like data for constraining flow models (Durand et al., 2010; Biancamaria et al., 2011; Andreadis and Schumann, 2014; Garambois and Monnier, 2015a; Durand et al., 2016; Brisset et al., 2016 among others). Because of the observation noise the estimation of rivers discharge is addressed in those studies, with forward or inverse hydraulic models, mostly using water surface (WS) elevations averaged on deca-kilometric reaches plus ancillary data (roughness and unobservable river bathymetry).

In addition to water surface height and width, the spatial resolution of SWOT measurements will allow to estimate water surface slope (and concavity) which is a major interest for forward discharge calculation with simplified flow model such as the Manning equation (locally steady uniform flow). Indeed it is common to assume that the friction

slope can be approximated by the free surface slope in the Manning equation. In this context, as suggested by ? slope measurement, derived from water surface height measurements will become a major interest for discharge calculations.

Because of the noise level of satellite measurement, it has been shown that reach average quantities lead to better discharge estimations. For example within the Amazonian basin through the Manning equation LeFavour and Alsdorf (2005), estimates that the minimum reach length to calculate reliable water surface slope using water surface elevation data from the Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) is 733km. The discharge estimations are within 6.2 at Manacapuru, 7.9% at Itapeua and 0.3% at Tupe of the in-situ gage-based estimates - also including rating curve uncertainties (e.g. Paris et al. (2016); Le Coz et al. (2018)). To reduce noise of SWOT measurement Rodriguez (2016) estimates that after processing elevations over a maximum 10km of flow distance, river water slope accuracy shall be 1.7cm/km or better for river widths greater than 100m. On the base of this requirement Frasson et al. (2017) use two strategies to reduce the noise of the simulated SWOT height measurements. First they use moving average window with Gaussian weights to smooth node heights, within all nodes lying 5km upstream and 5km downstream of each node. The second methodology uses an adaptive Gaussian averaging window to smooth node heights which allows a compromise between decreasing data noise and preserving the shape of the water surface profile. The estimations of discharge error caused by the propagation of height, width, and slope errors through the discharge equation are of 7.3% for the Sacramento and 5.9% for the Po for reaches based on hydraulic controls and 8.6% for the Sacramento and 7.8% for the Po for arbitrary reaches of comparable lengths. Because of the noise level of satellite measurement, efficient surface smoothing which leads to better slope calculation, will benefit for hydraulic reaches definition and to discharge estimations (Frasson et al., 2017).

In this paper we present an automated denoising method based on signal processing through wavelet decomposition and hydraulic assumptions. This method allows to decrease free surface height noise preserving slope and concavity which reflects the hydraulics of the flow. The very strong advantage of the proposed method is that it offers the advantage to be fully automatic since neither the choice of the wavelet family nor a denoising parameter have to be defined a priori.

## 2 Methodology

### 2.1 Continuous wavelet transform of a discrete signal

The advantage of decomposing a signal on a wavelet basis, contrarily to a basis of sinusoidal functions used in Fourier decomposition, is the possibility to do it on time (space here) but it is also to obtain frequencial information that is localized in time (Mallat, 2008). A wavelet is built from a zero integral mother wavelet  $\psi \in L^2(\mathbb{R})$ ,  $\int_{-\infty}^{+\infty} \psi(t)dt = 0$ . An analysing wavelet (wavelet atom)  $\psi_{u,s}$  is defined at the scale  $s \in \mathbb{R}^{+*}$  and position  $u \in \mathbb{R}$  by translating and dilating the mother wavelet such that:

$$\psi_{u,s}(t) = \frac{1}{s} \psi\left(\frac{t-u}{s}\right) \quad (1)$$

A small scale  $s$  corresponds to a very contracted wavelet adapted to describe high frequency contributions of a signal and conversely.

The continuous wavelet transform (CWT) of a continuous signal  $f$ , for each scale  $s$  and position  $u$ , is the projection of  $f$  on an analysing wavelet  $\psi_{u,s}$  (Mallat, 2008):

$$Cf(u, s) = \langle f, \psi_{u,s}(t) \rangle = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) \frac{1}{s} \psi^* \left( \frac{t-u}{s} \right) dt, \quad u \in \mathbb{R}, s > 0 \quad (2)$$

where  $\psi^*$  is the complex conjugate of  $\psi$ . The coefficients  $Cf(u, s)$  represent for each couple  $(s, u) \in \mathbb{R}^{+*} \times \mathbb{R}$  the weight associated to each wavelet in the decomposition; or in other words the correlation between each wavelet and the original signal at the position  $u$  and scale  $s$ . The varying time-frequency resolution of wavelets is well adapted to represent rapid signal variations as explained in Mallat (2008).

The inversion formula is given by:

$$f = \frac{1}{C_\psi} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{s} Cf(u, s) \tilde{\psi} \left( \frac{t-u}{s} \right) dud s, \quad u \in \mathbb{R}, s > 0 \quad (3)$$

where  $\tilde{\psi}$  is the dual function of  $\psi$  and  $C_\psi^{-1}$  is called admissibility constant (see Mallat (2008) for more precision).

In this paper we consider an evenly spaced sample  $\mathcal{F}_N = [f_0, \dots, f_{N-1}]$  of a spatially varying and continuous hydraulic signal  $f$  obtained by remote sensing along a river portion described by its curvilinear abscissa  $X = [x_0, \dots, x_{N-1}]$  for instance. The continuous wavelet transform of this discrete signal  $\mathcal{F}_N$  at the scale  $s$  and position  $u$  is:

$$W(\mathcal{F}_N, u, s) = \sum_{r=0}^{N-1} f_r \frac{1}{s} \psi^* \left( \frac{x_r - u}{s} \right) \quad (4)$$

Using  $S$  scales of decomposition on a signal of size  $N$ , the continuous wavelet transform returns a  $S \times N$  matrix  $\mathcal{W}$ .

The discrete form of the inverse continuous wavelet transform is given by:

$$\mathcal{F}_N = \sum_{u=0}^U \sum_{s=s(1)}^S \frac{1}{s} W(\mathcal{F}_N, u, s) \tilde{\psi} \left( \frac{x_r - u}{s} \right) \quad (5)$$

In this study we will use the Matlab continuous wavelet transform *cwt*<sup>1</sup> for the sake of reproducibility and because it contains the most widely used wavelet families (Gaussian, Paul, Bump and Morlet wavelets.) and the *icwtlin*<sup>2</sup> for the inverse transform.

## 2.2 Classical wavelet threshold denoising

Threshold denoising methods using wavelets consist in decomposing the noised signal by wavelet transform and then set to zero the coefficients which are supposed to represent the noise. Classical methods use fixed threshold values. The most widely used ones for 1D signals are the method proposed by Donoho and Johnstone (1994), Donoho (1994) and Donoho and Johnstone (1995). The method in Donoho and Johnstone (1994), called universal thresholding uses the universal threshold value  $T = \sigma \sqrt{2 \log(n)}$  where  $n$  is the number of data points and  $\sigma$  is an estimate of the noise level ( $\sigma^2$  being the noise variance). The method proposed by Donoho and Johnstone (1995) called the Stein's Unbiased Risk Estimate (SURE) estimates  $T$  by minimizing Stein's unbiased risk estimate. And the method proposed Donoho (1994) called minimax finds threshold value using Minimax principle.

<sup>1</sup><https://fr.mathworks.com/help/wavelet/ref/cwt.html>

<sup>2</sup><https://fr.mathworks.com/help/wavelet/ref/icwtlin.html>

Generally wavelet thresholding impose to choose a wavelet family (as Daubechies, Morlet , Symlet, Haar...) and an associated parameter named  $p$  which represents the order of derivation of the mother wavelet. Generally the wavelet and the parameter are written as for example :  $Db1$  which represents derivatives of order 1 of Daubechies wavelet,  $Db2$  derivatives of order 2 of Daubechies wavelet with some exceptions as for example : the derivatives of order 2 of a Gaussian wavelet is called the Mexican hat.

Then thresholding can be computed as soft or hard thresholding; the hard threshold being:

$$\tilde{W}_{i,j} = \begin{cases} 0 & \text{if } |W_{i,j}| < T \\ W_{i,j} & \text{if } |W_{i,j}| \geq T \end{cases} \quad (6)$$

and the function of soft threshold denoising function is :

$$\tilde{W}_{i,j} = \begin{cases} 0 & \text{if } |W_{i,j}| < T \\ \text{sign}(W_{i,j}) \times (|W_{i,j}| - T) & \text{if } |W_{i,j}| \geq T \end{cases} \quad (7)$$

where  $W_{i,j}$  are the wavelet coefficients of the original noisy signal and  $\tilde{W}_{i,j}$  are denoised wavelet coefficients at the  $i^{\text{th}}$  location and  $j^{\text{th}}$  decomposition level (Donoho and Johnstone, 1994; Donoho, 1994; Donoho and Johnstone, 1995; Srivastava et al., 2016).

In this study we compare our method to the classical denoising methods from (Donoho and Johnstone, 1994; Donoho, 1994; Donoho and Johnstone, 1995). We use the algorithms available in Matlab<sup>3</sup>. For each of these methods compatible wavelet with the Matlab denoising algorithms are Symlets, Haar and Daubechies wavelets. The signal is decomposed for each mother wavelet and for  $p = 1$  to  $p = 10$  (see section 2.2) limited to 10 after numerical experiments. Note that most of the current wavelet denoising methods are unpractical to implement because they involve (Srivastava et al., 2016) an appropriate choice of:

- The wavelets family;
- the wavelets parameter  $p$
- the threshold(s) estimation and possibles level (soft or hard thresholding)

For these reasons denoising methods need to be improved for automated methods applicable for global satellite measurements as the future satellite mission SWOT.

## 2.3 Hydraulic denoising method

The mother wavelet and the parameters are generally chosen to allow the best reproduction of the reference profile. The fully automatic denoising method proposed here is tailored for 1D spatially distributed observations of water surface profiles such as those expected from the future SWOT satellite. It aims at preserving crucial hydraulic observables namely water surface elevation, slope and curvature spatial profiles. The core idea and originality of this new method is the detection of the noisy signal portions by a physical assumption: at the observation spatial scale (RiverObs scale :  $\Delta x = 200m$  e.g. Frasson et al., 2017) and for low Froude flows (Garambois and Monnier, 2015b), the water surface

<sup>3</sup><https://fr.mathworks.com/help/wavelet/ref/wden>

slope is always negative or null in the flow direction - i.e. from upstream to downstream. Based on the detection of these unphysical signal portions, an iterative spatially distributed filtering is then applied to a wavelet decomposition (cf. section 2.1) of the original signal. The strength of this new method is based on an automatic determination of the mother wavelet and then an iterative filtering process that does not involve any choice of parameter a priori.

**Pre-process :** For each wavelet decomposition in the following study the signal is symmetrised to avoid leakage effects on the bounds of the domain.

First the noised signal, is decomposed using a continuous wavelet transform whose mother wavelet is automatically selected among widely used families of wavelets: the Gaussian, Paul, Bump, Morlet wavelets, analytic, non-analytic Morlet wavelet and non-analytic Morlet wavelet with zero mean. The signal is decomposed for each mother wavelet and for  $p = 1$  to  $p = 10$  (see section 2.2) limited to 10 after numerical experiments, which makes a total of 70 decompositions. A discretization  $X = [x_0, \dots, x_{N-1}]$  with constant step  $\Delta x$  of the spatial domain of length  $L$  is used.

The signals are decomposed using a linear scale  $\mathcal{S} = [s_1, \dots, s_S]$ , which allows a slower but finer decomposition than dyadic scales. Scales upper bound is chosen as the limits of the domain and the scale discretization is chosen of the order of the signal discretization  $\Delta x$ . For wavelet analysis, on the contrary to Fourier analysis, wavelets are not purely periodic signal of frequency  $f_c$ . To define a linear scale based on the physical properties of the domain we estimate the equivalent pseudo-frequency<sup>4</sup> (here pseudo-wavelength  $\lambda$ ) of the scale  $s$ . Note that pseudo frequency are always computed to the center of the mother wavelet.  $\Delta s$  is chosen in order to have  $\Delta \lambda < 200m$  for all of the mother wavelet hence  $\Delta s = 100$  and the limit length of  $S$  is chosen to be equivalent to  $\lambda = Lm$ ,  $L$  being the length of the spatial domain of interest. Note that faster algorithms can be developed using more appropriated scales according to cases but this will not be investigated here.

The quality of each decomposition is evaluated with the RMSE between the reference noised signal and the reconstructed one. The mother wavelet and its order of derivation which leads to the best reproduction of the noised signal are selected. Recall that this decomposition leads to  $\mathcal{W}$  a  $S \times N$  matrix where  $S$  is the number of scales and  $N$ .

**Denoising :** The noise detection technique is based on the hydraulic assumption that the slope of the free surface profile must be  $\partial_x Z \leq 0 \forall x \in X$  at the scale of satellite observation. Let  $\{I_k\}_{k=1..K}$  be the length of all the river portions where  $\partial_x Z > 0$  are considered as noised. Such adverse slopes can be due to a positive or negative measurement error with respect to the real flow line, and those adverse slopes can be respectively followed or preceded by a steep downward WS slope which is also unphysical.

Consequently the noised reaches  $\{NR_k\}_{k=1..K}$ , are defined as spatial segments of length  $\{3l_k\}_{k=1..K}$  centered around this unphysical adverse WS slope (cf. Figure 1). Next the logical choice is made of filtering those  $NR_k$  corresponding to a sub-list  $\mathcal{L}_{NR}$  of spatial indices or equivalently of columns of the matrix  $\mathcal{W}$ .

Finally an iterative denoising procedure, from small to large wavelet scales, is applied without any threshold to each noised reach  $NR_k, k \in [1..K]$ . For all noised reaches, i.e  $\forall j \in \mathcal{L}_{NR}$ , wavelet coefficients are removed by localized filtering, iteratively from small scales to large scales, such that for a given scale  $s_i, i \in [1..S]$ :

$$\tilde{W}_{i,j} = \begin{cases} 0 & \text{if } s < s_i \text{ and } j \in \mathcal{L}_{NR} \\ W_{i,j} & \text{if } s < s_i \text{ and } j \notin \mathcal{L}_{NR} \end{cases} \quad (8)$$

<sup>4</sup><https://fr.mathworks.com/help/wavelet/ref/scal2frq.html>

Once the coefficients of lines  $i$  and columns  $j \in \mathcal{L}_{NR}$  corresponding to noised reaches (pink stripes on Figure 1) are removed the signal is reconstructed by computing the inverse continuous wavelet transform (cf. section 2.1). Then the slopes of the reconstructed signal  $\tilde{Z}$  are analyzed again, the noised reaches index list  $\mathcal{L}_{NR}$  is then redefined, and the procedure is repeated until  $\partial_x \tilde{Z} \neq 0 \forall x \in X$  which means that all adverse WS slopes have been filtered.

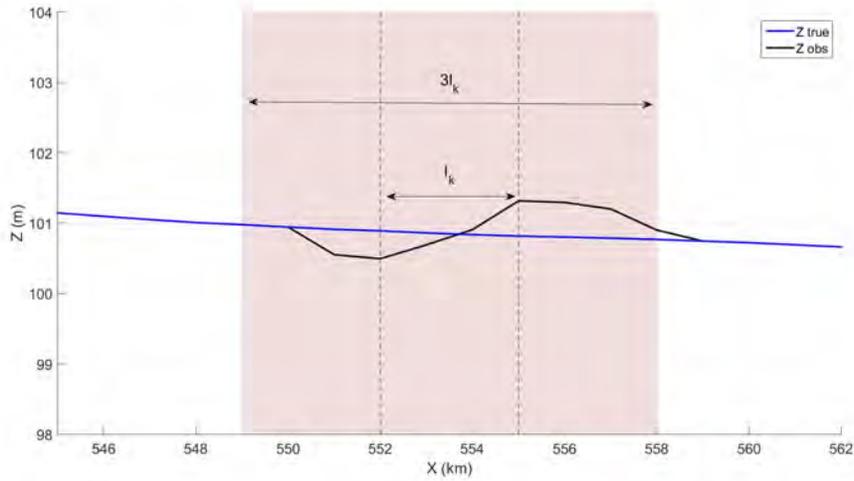


Figure 1: Real water surface height profile  $Z$  (blue) and noised signal (black). Assumption on the location of the noise: selection of a stripe centered around the unphysical adverse WS slope.

## 2.4 Design of experimental cases

We chose three test cases representing increasingly difficult scenarios for denoising. The two first cases are based on flow lines simulated with a hydrodynamic model of a portion of the Garonne river where two different Gaussian noises are added. The third case represents the full expected complexity of the SWOT measurements obtained by applying the SWOT-HR hydrology simulator to hydrodynamic model outputs. The SWOT instrument simulator is used to compute SWOT-like errors due to layover, and other factors as described in Frasson et al. (2017) and Larnier et al. (2018). The third case with SWOT-like data corresponds to a highly complex noise which would result from a non linear combination of different error sources due to the use of a Ka-Band interferometer from a satellite distant of more than 900km from the earth (cf. Rodriguez, 2012; Biancamaria et al., 2016).

### 2.4.1 Additive Noise on hydrodynamic model output of the Garonne river

We use flow lines modeled by the 1D hydrodynamic model (HEC-RAS) for hydraulic conditions corresponding to the year 2010 (Brisset et al., 2018). The River bathymetry (Simeoni-Sauvage, 1999; Larnier, 2010; Garambois and Monnier, 2015b) is built from 173 cross section measurements from the field distant of 56 – 2200m and linearly interpolated on a grid which spacing is  $\delta_x = 100m$ . We selected the first quartile of the cumulated averaged daily flow distribution, that is  $Q = 83.9m^3 \cdot s^{-1}$  because water surface variables are more affected by spatial variabilities for low flows regimes (Montazem et al. (2017)). White gaussian noise is added to those modeled flow lines and two cases are considered depending on the spatial extent of the flow lines that are noised:

1. Case 1: Additive noise is added to the WS elevation signal on all the spatial domain as  $Z_{noised}(x) = Z(x) + \sigma(x)$   $\forall x \in 1 \dots N$ , where  $\sigma = N(0, 1)$  is a normally distributed random noise applied to each spatial location  $x_i, i \in [0..N]$

within the studied river domain. Several noise levels  $\sigma$  of increasing magnitude  $[-0, 25; 0, 25]m$ ,  $[-0, 5; 0, 5]m$ ,  $[-1; 1]m$ ,  $[-2; 2]m$  and  $[-3; 3]m$  will be tested successively.

2. Case 2: Additive noise is added on some parts of the domain with non constant  $\sigma$  : for  $X \in [0; 9, 95]km$   $\sigma_1 \in [-2; 2]$ , for  $X \in [9, 95; 24, 95]km$   $\sigma_2 \in [-1; 1]$ , for  $X \in [24, 95; 32, 45]km$   $\sigma_3 \in [-1; 1]$ , for  $X \in [32, 45; 42, 45]m$  no noise  $\sigma_4 = 0$ , and for  $X \in [42, 45; 54, 95]m$   $\sigma_5 \in [-1; 1]$ , for  $X \in [54, 95; 64, 95]m$  no noise  $\sigma_6 = 0$  and for  $X \in [64, 95; 75]m$   $\sigma_7 \in [-1, 5; 1, 5]$

#### 2.4.2 Real like SWOT measurements of the Sacramento River (case 3).

We use eight profiles (cf. Figure 2) of a 1-dimensional (1D) hydraulic model of the study area released in 2013 by the California Department of Water Resources as part of the Central Valley floodplain evaluation and delineation program (Rogers, 2014; Frasson et al., 2017). In the 1D hydraulic model of the 155-km study area, there are 601 cross-sections at an average spacing of 258m. Cross sections are linearly interpolated with  $\delta_x = 100m$ .

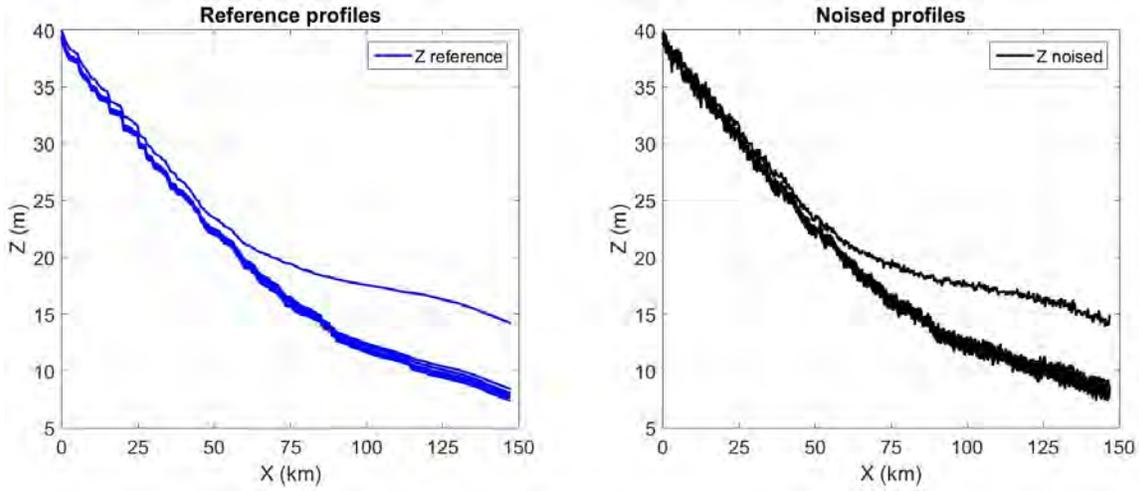


Figure 2: Real profile (blue) and noised profile (black) of the Sacramento river.

### 3 Evaluation of the method

In order to assess the robustness and accuracy of the denoising method described in section 2.3 the method is applied to the noised flow lines of the three river observation cases defined above. The method is compared to existing methods for denoising 1D signals (cf. section 2.2): the universal thresholding method from Donoho and Johnstone (1994), the SureShrink Donoho and Johnstone (1995) and minmax algorithm from Donoho (1994).

The efficiency of all denoising methods is evaluated in terms of error between the noisy and true hydraulic profiles. As it is usually done in the literature for denoising methods (Chang et al. (2000) among others) the objective function used in this paper is the root mean square error  $RMSE(\tilde{F}) = \frac{1}{N} \sum_{i,j=1}^N \sqrt{(\tilde{F}_{i,j} - F_{i,j})^2}$  where  $\tilde{F}_{i,j}$  is the denoised signal and  $F_{i,j}$  the true hydraulic signal. Because we focus on hydraulic signals visible from space the  $RMSE$  is calculated for the primary observable that is water surface height  $Z$ , but also water surface slope  $\partial_x Z$  and curvature  $\partial_x^2 Z$  which are crucial variables for characterizing fluvial flow controls through flow regimes (Montazem et al. (2017)).

In its discretized form water surface slope ( $WSS$ ) is calculated as :

$$WSS_i = \frac{Z_{i+1} - Z_i}{d} \quad (9)$$

where  $d$  is the distance between two cross sections  $i$  and  $i + 1$ . Water surface curvature is calculated as :

$$C_{i+1} = \frac{WSS_{i+1} - WSS_i}{d} \quad (10)$$

After previous numerical experiments we found that better results (smaller  $RMSE$ ) are obtained with the universal thresholding method from Donoho and Johnstone (1994) with Symlets wavelets with  $p = 5$ ,  $p = 6$  or  $p = 7$  and soft thresholding. These parameters with  $p = 5$  (called  $D2P5$ ),  $p = 6$  (called  $D2P6$ ) or  $p = 7$  ( $D2P7$ ) will be used in the following to assess the efficiency of our hydraulic denoising method (cf. section 2.3) called  $D1$  in what follows. The three following sections correspond to the application of the denoising methods to the three cases of increasing difficulty presented in previous section.

### 3.1 Case 1: Denoising of white Gaussian noise applied to the whole Garonne river domain

The denoising methods are applied to the Garonne River flow lines noised with a white Gaussian noise as described in section 2.4.1. For each noise level  $\sigma = 0, \pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1, \pm 2, \pm 3m$ , 100 noised flow lines are considered for the sake of statistical significance. Because the sole wavelet decomposition/reconstructions (without thresholding) does not allow a perfect reconstruction of the signal we also evaluate the effect of the methods on the true flow profiles ( $\sigma = 0m$ ). We apply the denoising algorithms with the following simulation parameters (1) which result in 600 simulations.

Methods	D1	D2
$\sigma$	$0, \pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1, \pm 2, \pm 3m$	$0, \pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1, \pm 2, \pm 3m$
simulations by $\sigma$	100	100
Wavelet choice	Automatic	Symlet (after pre-process to choose it)
Parameter $p$	Automatic	$p = 5, 6, 7$
Thresholding level	None	Soft

Table 1: Simulation parameters for Case 1 resulting in 600 simulations.

An example of how the algorithms denoise (red) a real flow line (blue) with additive noise (black) for  $\sigma \in [-2; 2]m$  (3.a) and  $\sigma \in [-3; 3]m$  (3.b) is presented in Figure 3. Note that Figure 3.b shows that around  $X = 23km$ ,  $X = 32km$  and  $X = 73km$  the denoised profiles using the  $D2$  algorithm present some unphysical flow portions with adverse WS slopes. Using our algorithm  $D1$  built with a hydraulic assumption result in denoised WS without adverse slopes and in close agreement with the true profile.

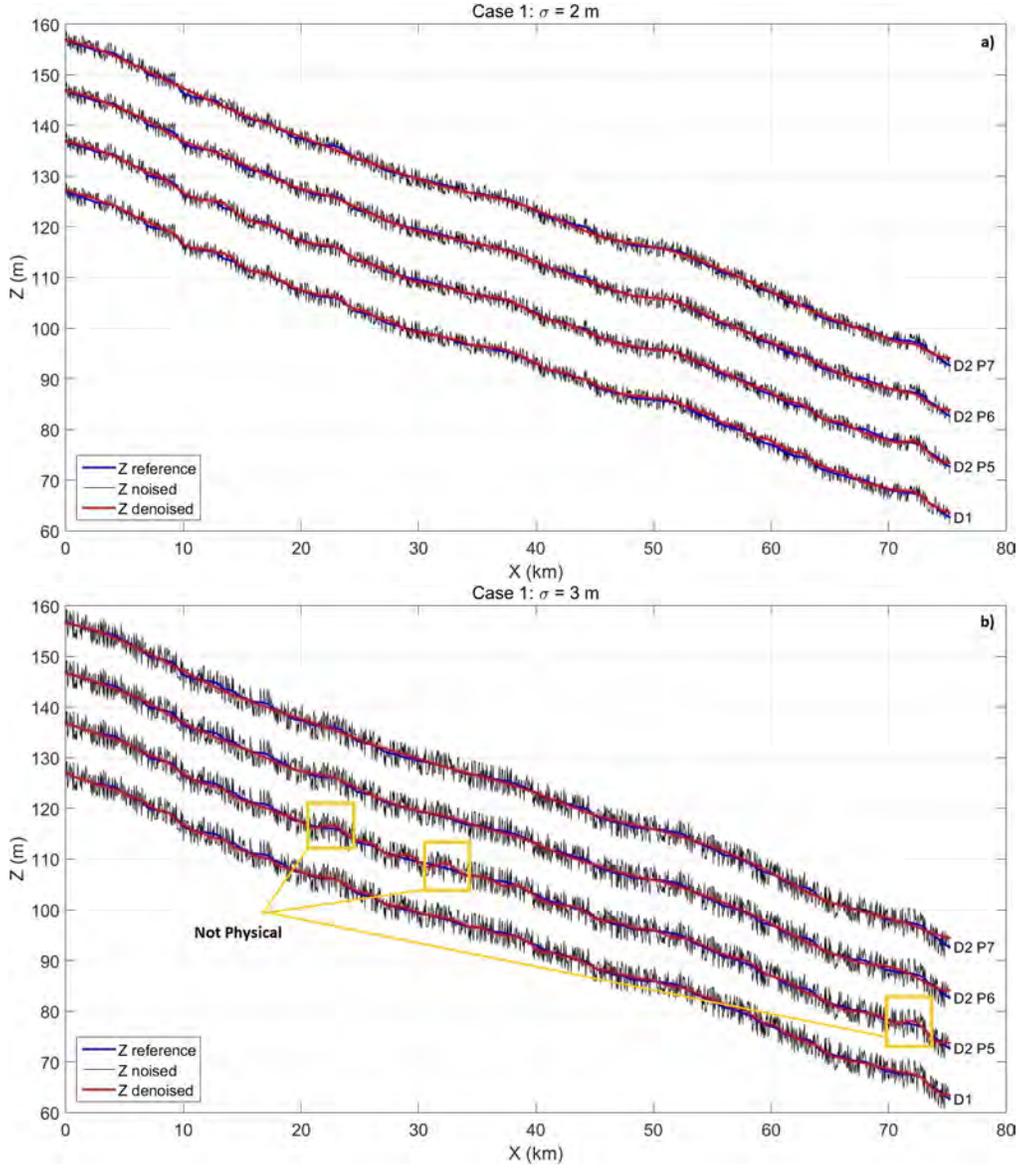


Figure 3: Case n°1: True profile of the Garonne (blue) with constant  $\sigma$  additive noise added on all of the domain (black) and denoised profile (red). a)  $\sigma \in [-2; 2]m$ . b)  $\sigma \in [-3; 3]m$ .

We represent on Figure 4 the spatially averaged  $\overline{RMSE}$  over the 100 simulations for each  $\sigma$  for free surface height  $Z$  (cf. Figure 4.a), free surface slope  $\partial_x Z$  (cf. 4.b) and free surface curvature  $\partial_x^2 Z$  (cf. 4.c). For a noise level  $\sigma < 1m$  the hydraulic based denoising method  $D1$  is more efficient than all the other classical tested methods with free surface height  $\overline{RMSE}_Z < 0.14m$  and free surface slope  $\overline{RMSE}_{WSS} < 3cm.km^{-1}$ . In this case of additive Gaussian noises applied to the true signal over all the spatial domain, the four methods lead to comparable efficiencies in denoising the signal even if the hydraulic method is clearly better for free surface slope if the profiles are noised by  $\sigma < 2m$ .

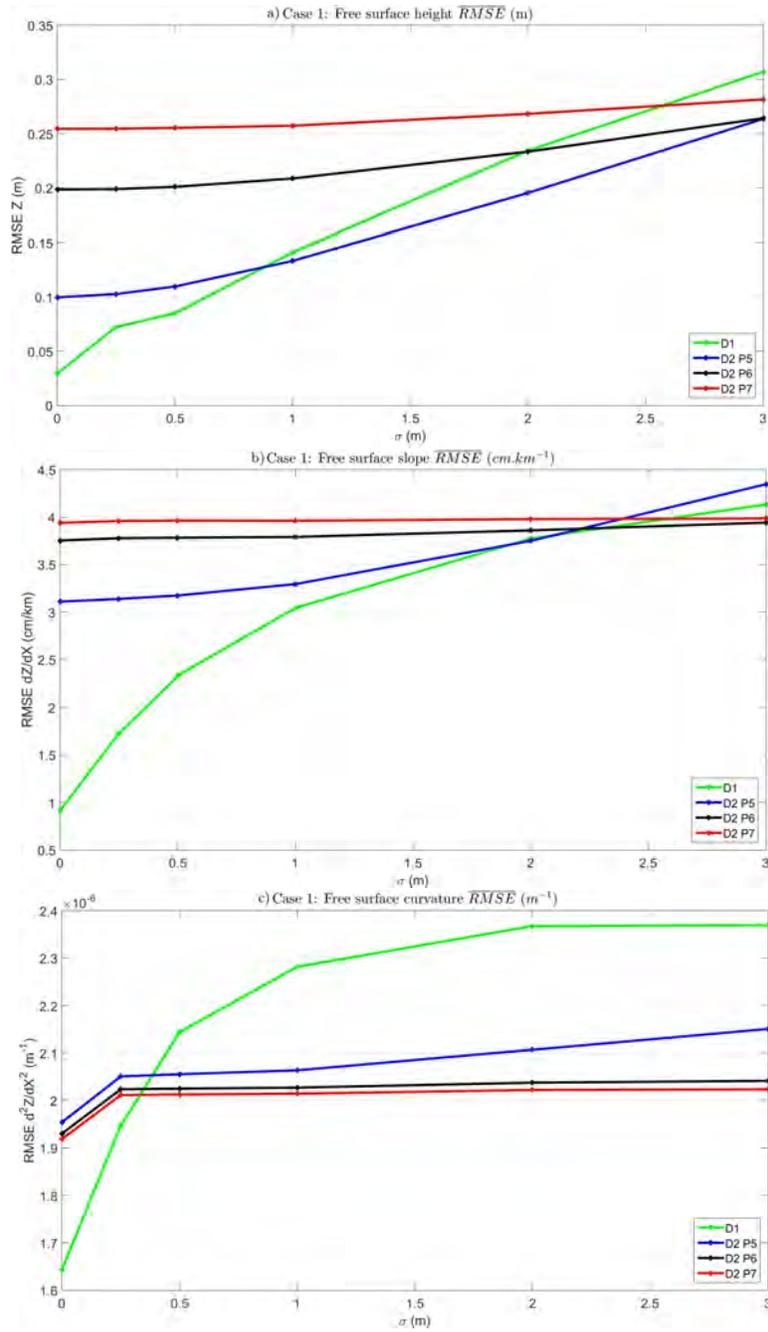


Figure 4: Case 1: Efficiency of the denoising methods tested on randomly noised profiles (100 times) for noise levels  $\sigma = 0, \pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1, \pm 2, \pm 3m$ ;  $RMSE$  between true profiles and denoised profiles are averaged for each  $\sigma$ . a) Mean  $RMSE$  of free surface height. b) Mean  $RMSE$  of free surface slope. c) Mean  $RMSE$  of free surface curvature.

### 3.2 Case 2: Denoising of white Gaussian noise applied to portions of the Garonne river domain

The denoising methods are now applied to the Garonne River flow lines noised with a white Gaussian noise added to some parts of the river as described in section 2.4.1. We apply the denoising algorithms with the following simulation

parameters which result in 100 simulations (cf. Tables 2 and 3).

Non uniform Gaussian Noise							
$X(km)$	[0; 9.95]	[9.95; 24.95]	[24.95; 32.45]	[32.45; 42.45]	[42.45; 54.95]	[54.95; 64.95]	[64.95; 75]
$\sigma(m)$	$\pm 2$	$\pm 1$	$\pm 0.5$	-	$\pm 1$	-	$\pm 1.5$

Table 2: Case 2: Non uniform Gaussian Noise is added in some part of the domain.

Methods	D1	D2
simulations	100	100
Wavelet choice	Automatic	Symlet (after pre-process to choose it)
Parameter $p$	Automatic	$p = 5, 6, 7$
Thresholding level	None	Soft

Table 3: Simulation parameters for Case 2

Figure 5 shows an example of how the algorithms denoise (red) a real flow line (blue) with additive noise (black). We show in this example some non-denoised zones for  $X \in [0; 10]km$  and around  $X = 65km$  on the denoised profiles from the  $D2$  algorithm. Because of the Gaussian noise spatialization, classical denoising methods fail in some parts of the domain leaving residual noise. Moreover, the denoised signal in those parts of the domain does not have hydraulic meaning.

The  $\overline{RMSE}$  between true profiles and denoised profiles are averaged over the 100 simulations for each sigma is shown in Figure 6. Figure 6.a) shows that the mean  $\overline{RMSE}$  averaged on the 100 simulations of free surface height  $Z$  is better for  $D1$  and differs from  $0,012m$  of the efficiency obtained with  $D2P5$ ,  $0,082m$  with  $D2P5$ ,  $0,141m$  with  $D2P5$ . As shown in Figure 6.b) a significant gain on the free surface slope: the mean  $\overline{RMSE}$  averaged on the 100 simulations of the free surface slope  $\partial_x Z$  is much better for  $D1$  and differs from  $7,278cm.km^{-1}$  of the efficiency obtained with  $D2P5$ ,  $7,602cm$  with  $D2P5$ ,  $7,799cm$  with  $D2P5$ . Also, a significant gain is obtained on the water surface curvature. As shown in Figure 6.c) that the mean  $\overline{RMSE}$  (averaged on the 100 simulations) of free surface curvature  $\partial_x^2 Z$  is again much better for  $D1$  and differs from  $0,217.10^{-4}(m.m^{-1})$  of the efficiency obtained with  $D2P5$ ,  $0,216.10^{-4}(m.m^{-1})$  with  $D2P5$ ,  $0,215.10^{-4}(m.m^{-1})$  with  $D2P5$ .

In this case of Gaussian noise spatialization, our hydraulic based method  $D1$  gives the best results for water surface height, slope and curvature; while residual noise and adverse slopes remain after denoising with other methods.

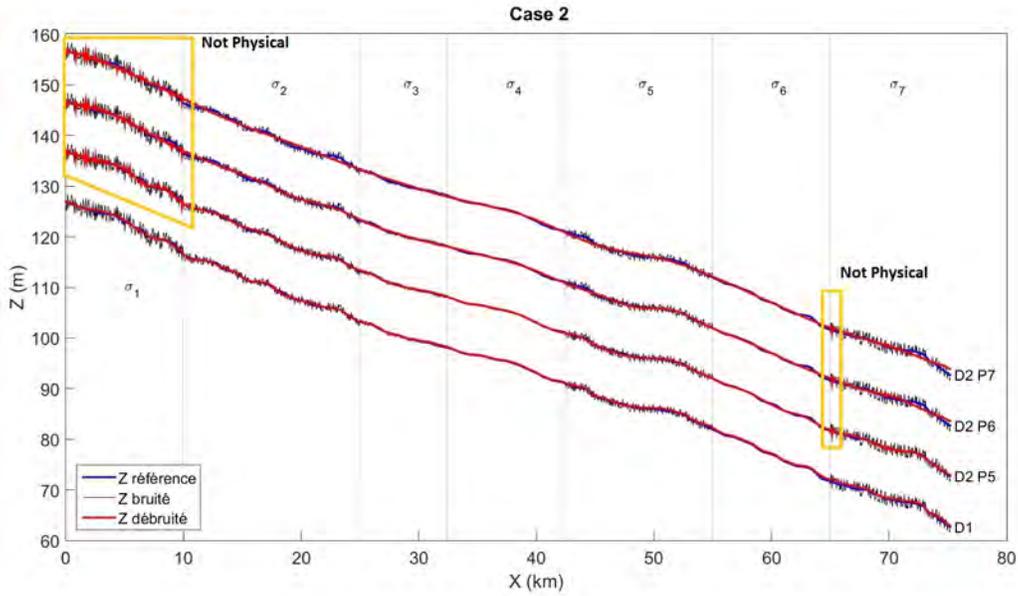


Figure 5: Case n°2: True profile of the Garonne (blue) with additive noise added on some parts of the domain (black) and denoised profiles (red). Additive noise is added as for  $X \in [0; 9, 95]km$   $\sigma_1 = \pm 1m$ , for  $X \in [9, 95; 24, 95]km$   $\sigma_2 = \pm 1m$ , for  $X \in [24, 95; 32, 45]km$   $\sigma_3 = \pm 0.5m$ , for  $X \in [32, 45; 42, 45]km$   $\sigma_4 = 0m$ , for  $X \in [42, 45; 54, 95]km$   $\sigma_5 = \pm 1m$ ,  $X \in [54, 95; 64, 95]km$   $\sigma_6 = 0$  and for  $X \in [64, 95; 75]km$   $\sigma_7 = \pm 1.5m$ .

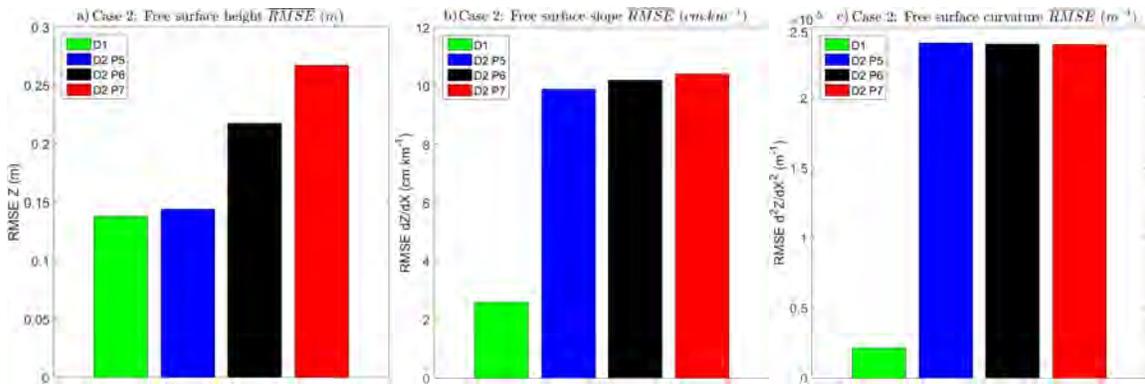


Figure 6: Case 2 is generated 100 times and  $RMSE$  are averaged for the 100 simulations.  $\overline{RMSE}$  between true profiles and denoised profiles are calculated for: a) Free surface height  $Z$ . b) Free surface slope. c) Free surface curvature.

### 3.3 Application of the method to real like SWOT measurements: case of the Sacramento River

The four denoising methods are tested on a more difficult scenario consisting in the WS profiles of the Sacramento river where noise is added with the SWOT-HR simulator. As represented in Figure 7.a the real profile (blue) of the Sacramento river, the noised profile (black) and the denoised profile (red) for each of these methods.

By visual inspection all the methods seem to denoise efficiently the free surface height, however free surface curvature variability seems to be less visible with D2 (for parameter 5, 6 and 7). Figure 7.b presents a zoom ( $X \in [0, 26]km$ ) of

the free surface height profiles denoised with each method. In this zoom we highlight the curvature sign of the denoised profiles in grey for positive curvatures and red for negative curvatures. Black dots indicate local control sections (see Montazem et al. (2017)) which are of prior interest for hydraulic analysis of the flow profiles. The hydraulic method D1 preserves satisfactorily those features comparatively to all other denoising methods. For example around  $X = 2,5km$  (between 2<sup>nd</sup> and 3<sup>rd</sup> control sections indicated by vertical lines) methods D2 (for parameter 5, 6 and 7) creates dense artificial hydraulic controls. On the contrary for  $X \in [15,25]km$  D2 (for parameter 5, 6 and 7) tends to erase curvature variability and control sections. Indeed on this part of the domain the real flow line is controlled by 14 control sections, our method D1 retrieves 10 control sections while *D2P5* retrieves 2, *D2P6* retrieves 1 and none for *D2P7*. This shows how the classical denoising method D2 (for parameter 5, 6 and 7) tends to erase or create curvature sign variabilities.

Figure 8.a shows that the *RMSE* between real profiles and denoised profiles of the free surface height are of the same order for all the four methods. However as shown in Figures 8.b and 8.c the method *D1* provides significantly better results for free surface slope and free surface curvature of the denoised profile. For all the profiles the *RMSE* of the surface slope obtained for the *D1* methods is for each profile smaller than  $1,4cm.km^{-1}$ . For all the profiles the *RMSE* of the WS surface curvature obtained for the *D1* methods is for each profile smaller than  $6,7.10^{-7}m^{-1}$ .

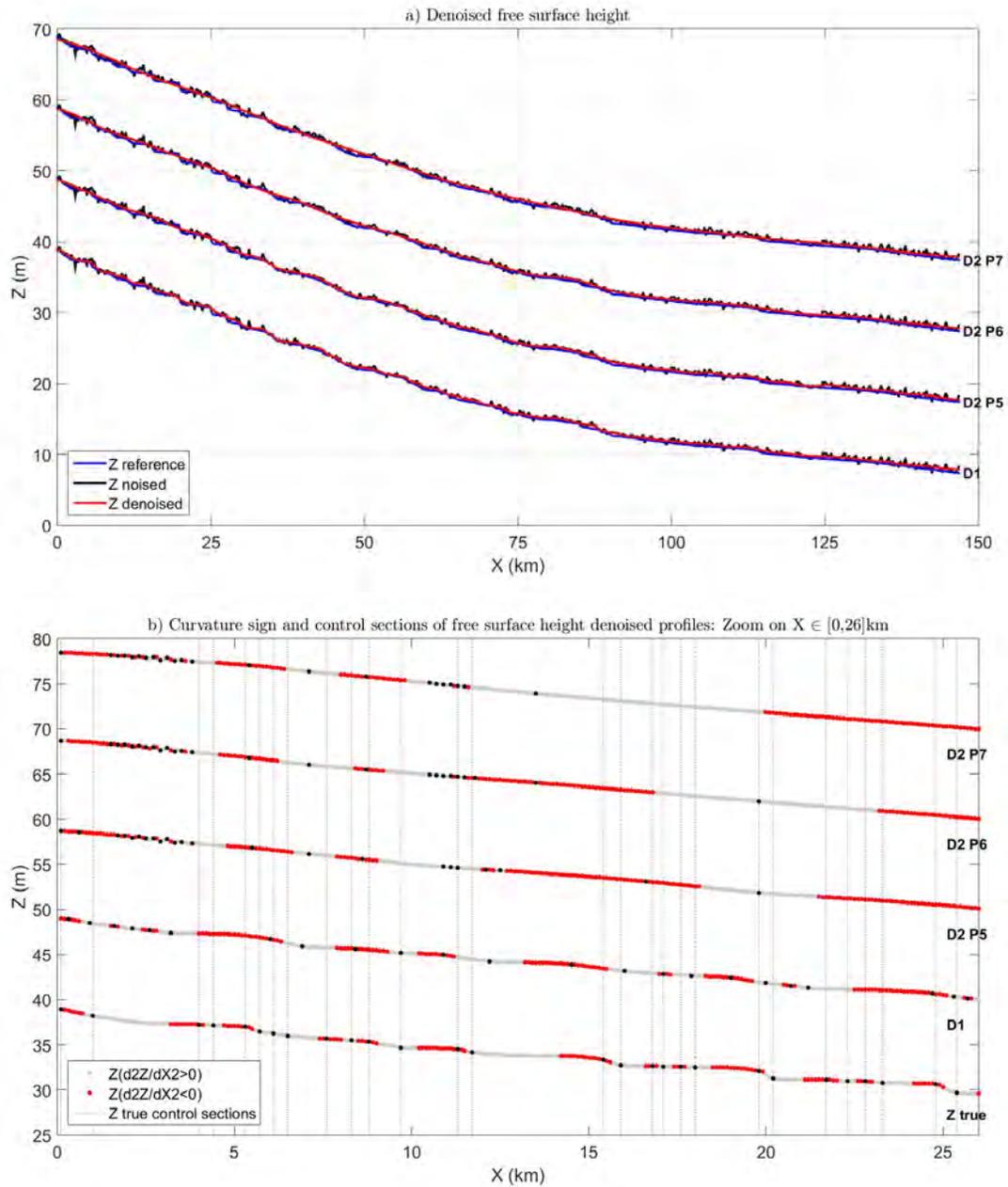


Figure 7: a) True profiles of the Sacramento River (blue) with SWOT-like additive noise (black) and denoised profiles (red) for methods  $D1$ ,  $D2P5$ ,  $D2P6$  and  $D2P7$ . b) Free surface curvature sign ( $C < 0$  in red and grey  $C > 0$  in red) and control sections (black) of the denoised profile of the Sacramento river are indicated on the denoised profiles of the free surface height for  $X \in [0, 26]$  km.

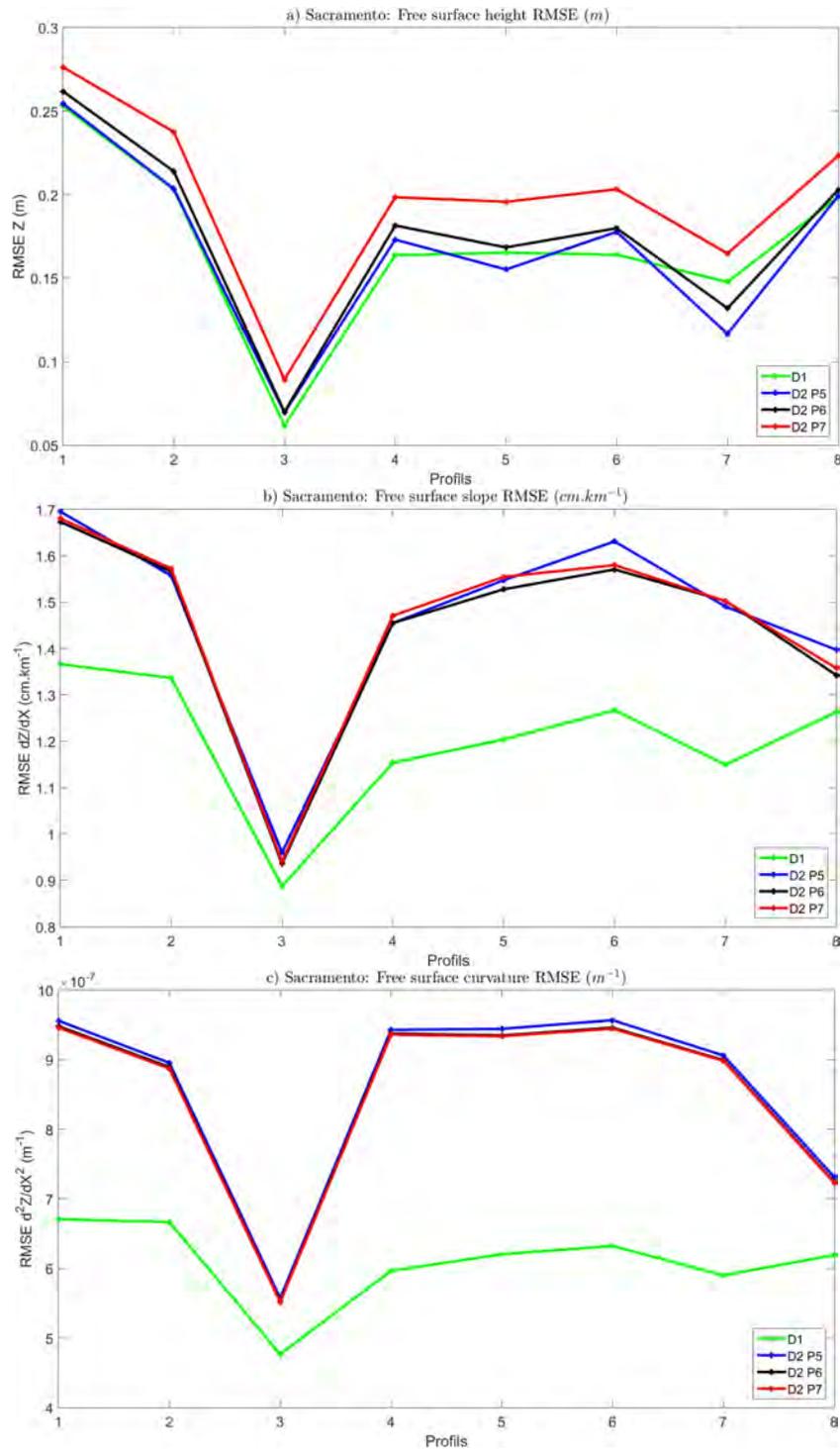


Figure 8: *RMSE* between true and denoised WS profiles of the Sacramento River: a) Free surface height. b) Free surface slope. c) Free surface curvature.

## 3.4 Discussion

### 3.4.1 Impact of denoising methods on discharge estimation

SWOT satellite mission will provide observations of many rivers worldwide with a spatio-temporal sampling allowing the use of discharge estimation methods ( Biancamaria et al. (2016) for a review, Larnier et al., 2018). This section assess the impact of the denoising methods on a simple direct discharge estimation - assuming river geometry and roughness are known (cf. Larnier et al. (2018) for a complete discussion on such issues). The observation errors on WS elevation and slope are propagated through the simple Manning equation assuming a steady and uniform flow:

$$Q = KA_h R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (11)$$

Where  $Q$  is the discharge in  $[m^3.s^{-1}]$ ,  $I = -\partial_x Z$  the energy slope in  $[m.m^{-1}]$ ,  $K$  is the Strickler roughness coefficient in  $[m^{1/3}.s^{-1}]$ ,  $A_h$  is the wetted cross sectional area in  $[m^2]$  and  $R_h = A_h/P_h$  is the hydraulic radius in  $[m]$  with  $P_h$  the wetted perimeter in  $[m]$ . Assuming that the energy slope can be approximated by the free surface slope  $\partial_x Z$  we calculate the discharge with the denoised profiles for the case 1 (600 simulations, cf. section 2.4.1) and case 2 (100 simulations, cf. section 2.4.1) of the Garonne.

For the discharge calculated with each denoised profile in case 1, the *RMSE* between estimated discharge and true discharge is calculated (as a percentage of the true discharge). Figure 9 shows the mean percentage (for each noise level  $\sigma$ ) of error between true discharge and discharge estimated with denoised hydraulic observations. We show that, even for the Gaussian additive noise and for all  $\sigma$ , the method *D1* performs better with *RMSE* lower than 28%. Furthermore for non noised profiles ( $\sigma = 0m$ ) we show that *D3P5*, *D3P6* and *D3P7* add artificial noise that leads to 21.5% errors for *D3P5*, 26.8% errors for *D3P6*, 28.9% errors for *D3P5*.

For the case 2 we repeat the simulation with random noise generated 100 times, estimate the discharge and *RMSE* as explained above. We represent on Figure 10 the mean percentage of error between true discharge and estimated discharge. We show again that the methods *D1* performs better with a mean error on discharge for the 100 simulations inferior to 17.6%. The error for *D3P5* is 39.2%, 43.3% for *D3P6* and 44.4% *D3P7*.

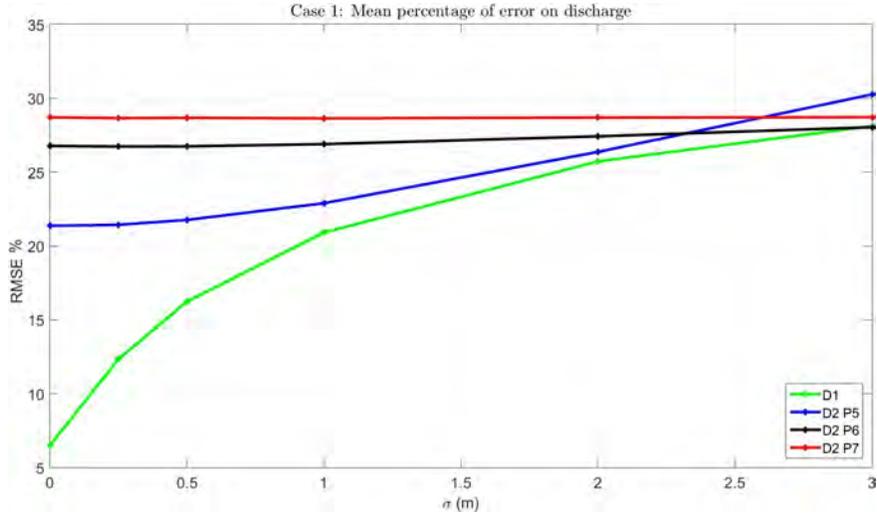


Figure 9: Case 1: Impact of denoising methods on denoised hydraulic observables error propagation on discharge. Lines represent the mean percentage (over the 100 cases for each  $\sigma$ ) of the error between real discharge and discharge estimated with the Manning equation and denoised observables.

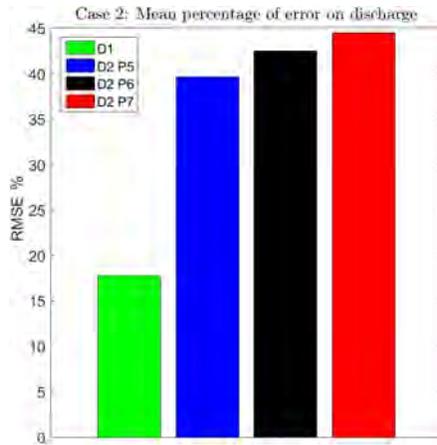


Figure 10: Case 2: Lines represent the mean percentage (over the 100 cases for each method) of the error between real discharge and discharge estimated by the Manning equation and the assumption that energy slope can be approximated by free surface slope.

### 3.4.2 Reach averaged quantities

One of the scientific targets of the future SWOT mission will be to provide reach-average observables worldwide (surface height, slope, discharge) but also discharge estimates (Rodriguez, 2016; Biancamaria et al., 2016; Frasson et al., 2017). Because water surface slope is a crucial hydraulic variable necessary to estimate discharge with simple formula or low complexity inverse methods (Larnier et al., 2018) this section focuses on water surface slope profiles and how they are affected by denoising plus reach averaging.

For each of the eight profiles of the Sacramento river we apply a moving average of window length  $L = 1km, L = 2km, L = 3km, L = 4km, L = 5km, L = 6km, L = 7km, L = 8km, L = 9km, L = 10km$  resulting in eight spatially averaged profiles. Following Frasson et al. (2017) we consider differences between denoised reach-averaged synthetic SWOT

measurements and reach-averaged values computed from the river models. The resulting RMSE profiles are averaged over the eight profiles and plotted in Figure 11.

We show in Figure 11 (left) that  $D_1$  leads to better performances in terms of reach averaged WS slope whatever the reach length. As we have shown in Figure 8.b and as we show in Figure 11 for non-averaged products the mean error will be  $1.37cm.km^{-1}$ . For a moving average of  $L = 1km$  mean slope error is reduced to  $0.5cm.km^{-1}$ , for  $L = 2km$  mean error on slope is reduced to  $0.27cm.km^{-1}$ , and to  $0.05cm.km^{-1}$  for  $10km$  average length. In Frasson et al. (2017) authors find that for a  $6km$  average length the noise will be around  $3.2cm.km^{-1}$  and around  $2.5cm.km^{-1}$  for a  $10km$  average on non denoised profiles (see 11 right).

These results are greatly full-file the error slope of  $1cm.km^{-1}$  for a  $10km$  reach averaged length mentioned by the SWOT science requirement (Rodriguez, 2016).

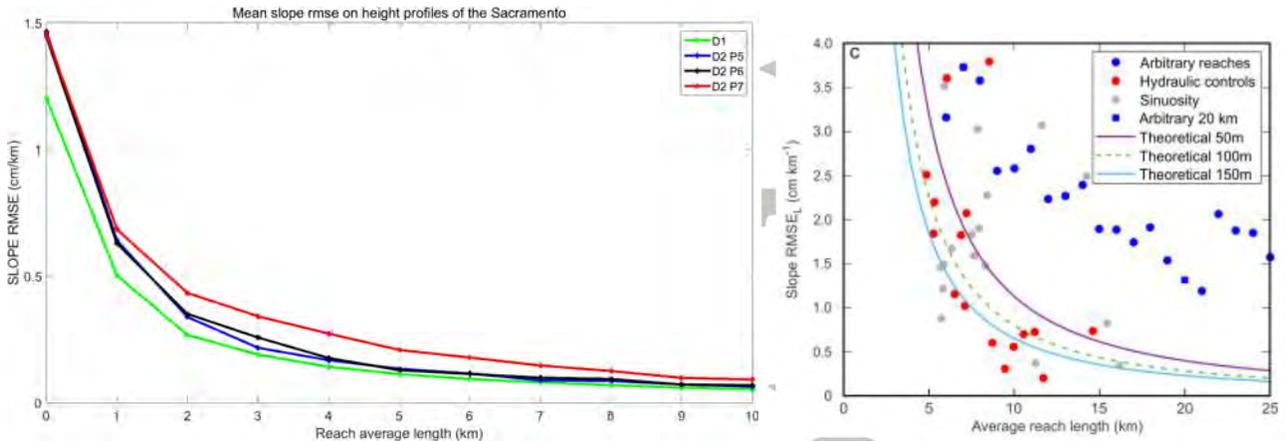


Figure 11: Left: RMSE between averaged reference profiles and averaged denoised profiles of the Sacramento. Right: reach averaged RMSE for the Sacramento river Frasson et al. (2017).

### 3.5 Conclusion

The hydraulic denoising method proposed in this paper is shown to be robust and accurate one several highly noised scenarios and in a SWOT context compared to other common denoising methods. Using a spatialized noise, which could be the case with real measurements, classical denoising methods clearly fail to reproduce WS shape and especially control sections. Interestingly, the proposed method ( $D_1$ ) is shown to preserve hydraulic coherency of the flow line which is of prior interest for SWOT river products such as reach averaged observables and discharge estimates. Moreover in a context of reach-averaged final products we show that reach-averaged slope of the denoised profiles leads to  $0.05cm/km$  of error for  $10km$  average length while the scientific requirement estimate should be below  $1.7cm/km$  for river widths greater than  $100m$  (Rodriguez, 2016) or better. Also the very strong advantage of the proposed method based on hydraulic considerations offers the advantage to be fully automatic since neither the choice of the wavelets family nor denoising parameters have to be defined a priori. This method represents a great potential for the future SWOT measurement denoising and for an application to worldwide rivers.

# Bibliographie

## References

- Andreadis, K. M., Schumann, G. J.-P., 2014. Estimating the impact of satellite observations on the predictability of large-scale hydraulic models. *Advances in Water Resources* 73, 44 – 54.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170814001158>
- Biancamaria, S., Durand, M., Andreadis, K. M., Bates, P. D., Boone, A., Mognard, N. M., Rodriguez, E., Alsdorf, D. E., Lettenmaier, D. P., Clark, E. A., 2011. Assimilation of virtual wide swath altimetry to improve arctic river modeling. *Remote Sensing of Environment* 115, 373–381, 2.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0034425710002816>
- Biancamaria, S., Lettenmaier, D. P., Pavelsky, T. M., 2015. The swot mission and capabilities for land hydrology. *Surveys in Geophysics*.
- Biancamaria, S., Lettenmaier, D. P., Pavelsky, T. M., Mar 2016. The swot mission and its capabilities for land hydrology. *Surveys in Geophysics* 37 (2), 307–337.  
URL <http://dx.doi.org/10.1007/s10712-015-9346-y>
- Brisset, P., Garambois, P.-A., Monnier, J., Roux, H., Sep. 2016. Identifiability and assimilation of sparse altimetry data in 1d saint-venant river models Working paper or preprint.  
URL <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01372286>
- Brisset, P., Monnier, J., Garambois, P.-A., Roux, H., 2018. On the assimilation of altimetric data in 1d saint venant river flow models. *Advances in Water Resources* 119, 41 – 59.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170817302476>
- Chang, S. G., Yu, B., Vetterli, M., Sept 2000. Adaptive wavelet thresholding for image denoising and compression. *IEEE Transactions on Image Processing* 9 (9), 1532–1546.
- Donoho, D., Johnstone, J., 1994. Ideal spatial adaptation by wavelet shrinkage. *Biometrika* 81 (3), 425–455.  
URL <http://dx.doi.org/10.1093/biomet/81.3.425>
- Donoho, D. L., Jun 1994. Asymptotic minimax risk for sup-norm loss: Solution via optimal recovery. *Probability Theory and Related Fields* 99 (2), 145–170.  
URL <https://doi.org/10.1007/BF01199020>
- Donoho, D. L., Johnstone, I. M., 1995. Adapting to unknown smoothness via wavelet shrinkage. *Journal of the American Statistical Association* 90 (432), 1200–1224.  
URL <http://www.jstor.org/stable/2291512>
- Durand, M., Gleason, C. J., Garambois, P. A., Bjerklie, D., Smith, L. C., Roux, H., Rodriguez, E., Bates, P. D., Pavelsky, T. M., Monnier, J., Chen, X., Di Baldassarre, G., Fiset, J.-M., Flipo, N., Frasson, R. P. d. M., Fulton, J., Goutal, N., Hossain, F., Humphries, E., Minear, J. T., Mukolwe, M. M., Neal, J. C., Ricci, S., Sanders, B. F., Schumann, G., Schubert, J. E., Vilmin, L., 2016. An intercomparison of remote sensing river discharge estimation algorithms from measurements of river height, width, and slope. *Water Resources Research* 52 (6), 4527–4549.  
URL <http://dx.doi.org/10.1002/2015WR018434>

- Durand, M., Rodriguez, E., Alsdorf, D. E., Trigg, M., 2010. Estimating river depth from remote sensing swath interferometry measurements of river height, slope, and width. *Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing*, IEEE Journal of 3, 20–31, 1.
- Frasson, R. P. M., Wei, R., Durand, M., T., M. J., Domeneghetti, A., Schumann, G., Williams, B. A., Rodriguez, E., Picamilh, C., Lion, C., Pavelsky, T., Garambois, P., 2017. Automated river reach definition strategies: Applications for the surface water and ocean topography mission. *Water Resources Research* 53 (10), 8164–8186.  
URL <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/2017WR020887>
- Garambois, P.-A., Monnier, J., 2015a. Inference of effective river properties from remotely sensed observations of water surface. *Advances in Water Resources* 79, 103 – 120.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170815000330>
- Garambois, P.-A., Monnier, J., 2015b. Inference of effective river properties from remotely sensed observations of water surface. *Advances in Water Resources* (0), –.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170815000330>
- Larnier, K., 2010. Modélisation thermohydraulique d'un tronçon de garonne en lien avec l'habitat piscicole : approches statistique et déterministe. Ph.D. thesis, Toulouse.
- Larnier, K., Monnier, J., Garambois, P.-A., Verley, J., 2018. River discharge and bathymetry estimations from swot altimetry measurements. revised.
- Le Coz, J., Smart, G., Hicks, D. M., Mansanarez, V., Renard, B., Camenen, B., Lang, M., Sep. 2018. Estimating the long-term evolution of river bed levels using hydrometric data. In: *River Flow 2018: 9th International Conference on Fluvial Hydraulics*. Lyon, France, p. 8 p., river Flow 2018: 9th International Conference on Fluvial Hydraulics, Lyon, FRA, 05-/09/2018 - 08/09/2018.  
URL <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01929329>
- LeFavour, G., Alsdorf, D., 2005. Water slope and discharge in the amazon river estimated using the shuttle radar topography mission digital elevation model. *Geophysical Research Letters* 32 (17).  
URL <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1029/2005GL023836>
- Mallat, S., 2008. *A Wavelet Tour of Signal Processing, Third Edition: The Sparse Way*, 3rd Edition. Academic Press, Inc., Orlando, FL, USA.
- Montazem, A. S., Garambois, P.-A., Calmant, S., Finaud-Guyot, P., Monnier, J., 2017. Physical basis for river segmentation from water surface observables. submitted.
- Paris, A., Paiva, R. C., Santos Da Silva, J., Moreira, D., Calmant, S., Garambois, P.-A., Collischonn, W., Bonnet, M.-P., Seyler, F., 2016. Stage-discharge rating curves based on satellite altimetry and modelled discharge in the amazon basin. *Water Resources Research*.
- Rodriguez, E., 2012. SWOT science requirements document. JPL document, JPL.
- Rodriguez, E., 2016. Surface water and ocean topography mission (swot) project, science requirements document. Tech. rep., National Aeronautics and Space Administration, Jet Propulsion Laboratory, California Institute of Technology.  
URL <https://swot.jpl.nasa.gov/docs/D-619235RDRevA20160318.pdf>

Rogers, W., 2014. Central valley floodplain evaluation and delineation, subtask 5, combined sacramento river system model technical 841 memorandum. California Department of Water Resources.

Simeoni-Sauvage, S., 1999. Modélisation hydrobiogéochimique de la garonne a l'éltiage estival : cas de l'azote entre toulouse et agen (120 kilomèltres). Ph.D. thesis, Toulouse, INPT.

Srivastava, M., Anderson, C. L., Freed, J. H., 2016. A new wavelet denoising method for selecting decomposition levels and noise thresholds. IEEE Access 4, 3862–3877.

### 5.3 Analyse de l'impact du bruit sur le signal de courbure

Les caractérisations hydrauliques des écoulements à partir « d'observables » de surface proposées au chapitre 3 et la méthode de segmentation proposée au chapitre 4 étant basées principalement sur la courbure de la surface libre (magnitude et signe) on s'intéresse plus précisément à l'impact du bruit d'observation sur les profils de courbure. L'analyse est basée sur une portion de la rivière Sacramento. Les profils synthétiques ont été générés à partir d'un modèle hydraulique 1D (Rogers, 2014) puis bruités à l'aide d'un générateur de bruit type SWOT. Ces profils fournis par l'équipe de Michael Durand de l'Ohio State University, n'ont pas servi à l'élaboration de la méthode, et constituent donc un bon cas test (cf. section 5.2). On représente sur la figure 5.1 le profil de référence ( $Z_{ref}$ ), le profil de référence bruité SWOT-like ( $Z_{bruit}$ ) et le profil « débruité » ( $Z_{deb}$ ) par l'algorithme « hydraulic denoising » proposé dans l'article (cf. section 5.2).

Le « débruitage » du profil  $Z_{bruit}$  permet de retrouver 51,87% du signe de la courbure du profil de référence  $Z_{ref}$  (cohérence entre les zones de couleurs qui indiquent le signe de la courbure) et de réduire l'erreur moyenne sur la pente à  $1.37\text{cm.km}^{-1}$  et à  $5,9.10^{-7}\text{m.m}^{-1}$  sur la courbure.

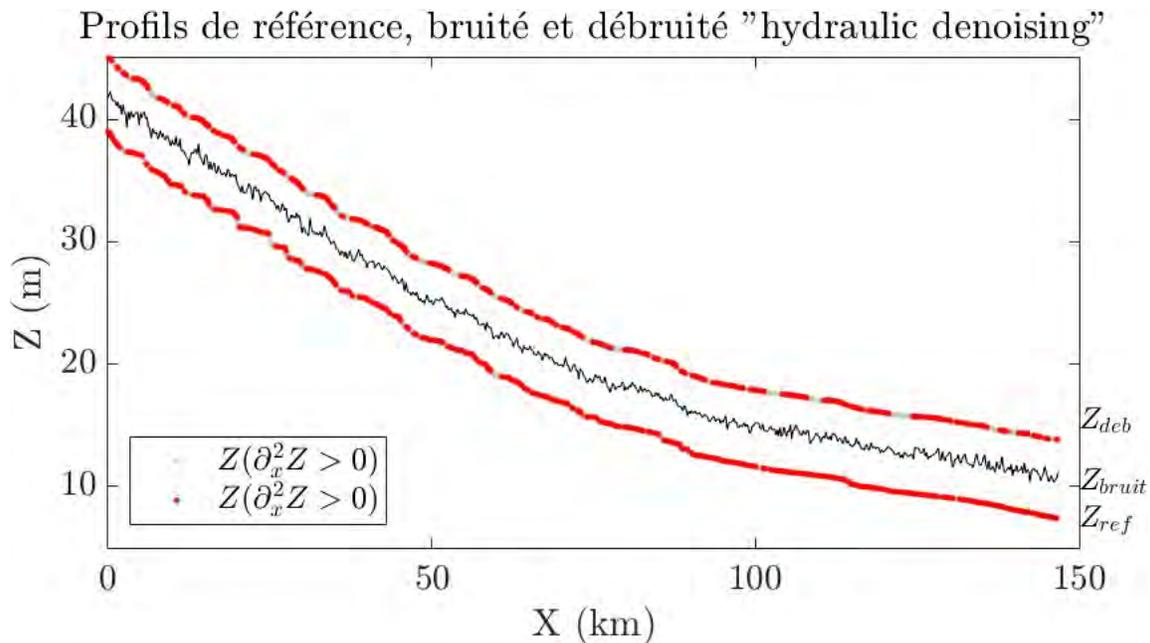


FIGURE 5.1 – Profil de référence ( $Z_{ref}$ ), profil de référence bruité SWOT-like ( $Z_{bruit}$ ) et profil débruité ( $Z_{deb}$ ) par l'algorithme « hydraulic denoising » (les profils sont décalés de 3m pour plus de lisibilité).

On souhaite étudier, des grandes échelles spatiales vers les petites, à partir de quelle échelle de segmentation l'erreur sur le signe de la courbure devient négligeable. En effet, il est probable qu'à partir d'une certaine échelle suffisamment grande, la variabilité du profil de surface libre ne soit plus liée au bruit mais soit certainement du signal physique. Pour cela on définit  $Z_{ref,seg}$  le profil de référence segmenté et  $Z_{deb,seg}$  le profil de type SWOT « débruité » par l'algorithme « hydraulic denoising » et segmenté.

On représente sur la figure 5.2 le pourcentage de domaine pour lequel le signe de courbure des profils  $Z_{deb,seg}$  et  $Z_{ref,seg}$  sont les mêmes en fonction de différentes échelles de segmentation. On montre que lorsque l'échelle de segmentation est supérieure à  $4km$ , plus de 66% du signe de courbure de la surface libre du profil de référence segmenté est retrouvé. Lorsque  $\lambda_c > 8km$ , c'est plus de 82% du signe de la courbure qui est retrouvé et plus de 95% lorsque  $\lambda_c > 25km$ .

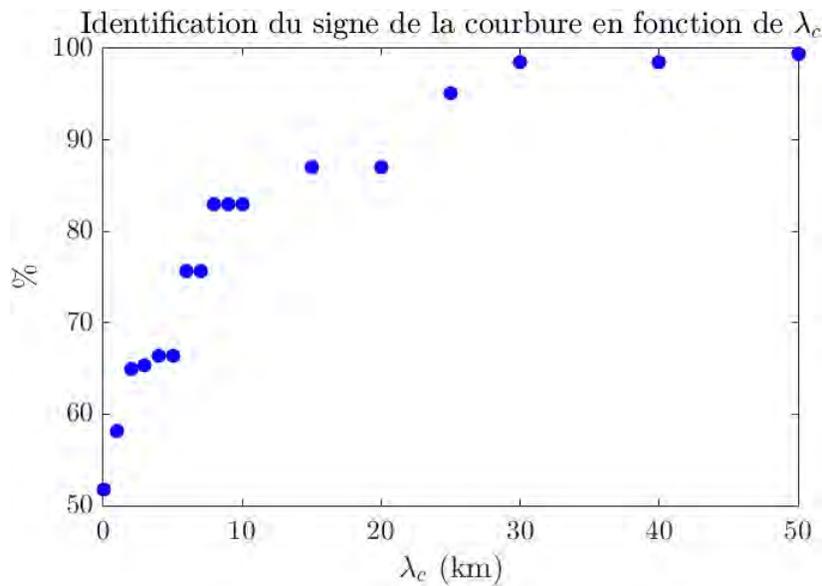


FIGURE 5.2 – Pourcentage du domaine pour lequel la courbure du profil de référence segmenté  $Z_{ref,seg}$  et le profil bruité puis « débruité » par l'algorithme « hydraulic denoising » et segmenté  $Z_{deb,seg}$  est le même. Le pourcentage du domaine de courbure identifiée est tracé en fonction de l'échelle de segmentation  $\lambda_c$ .

On illustre trois échelles de segmentation des profils  $Z_{ref,seg}$  et  $Z_{deb,seg}$ . La figure 5.3 représente une fine échelle de segmentation avec  $\lambda_c = 5km$ . On remarque qu'à cette échelle une bonne partie du signe de la courbure est retrouvée (67% de cohérence entre les zones de couleurs qui indiquent le signe de la courbure) mais que des sections de contrôle artificielles liées au bruit résiduel sont présentes (cf. rectangles jaunes figure 5.3).

Lorsqu'on augmente l'échelle de segmentation à  $\lambda_c = 10km$  (cf. figure 5.4) 82% du signe de la courbure est retrouvé sur le domaine. La présence de sections de contrôle artificielle diminue et la localisation des sections de contrôle de  $Z_{deb,seg}$  (points noirs) est plus précise lorsqu'elle sont comparées aux sections de contrôle identifiées sur le profil de référence  $Z_{ref,seg}$  (traits verticaux pointillés).

À  $\lambda_c = 25km$  c'est 95% (cf. figure 5.5) de la courbure du domaine qui est identifiée, il n'y a plus de sections de contrôle artificielles (un trait vertical pour un point noir) et la localisation des sections de contrôle a gagné en précision (cohérence entre les traits verticaux et les points noirs).

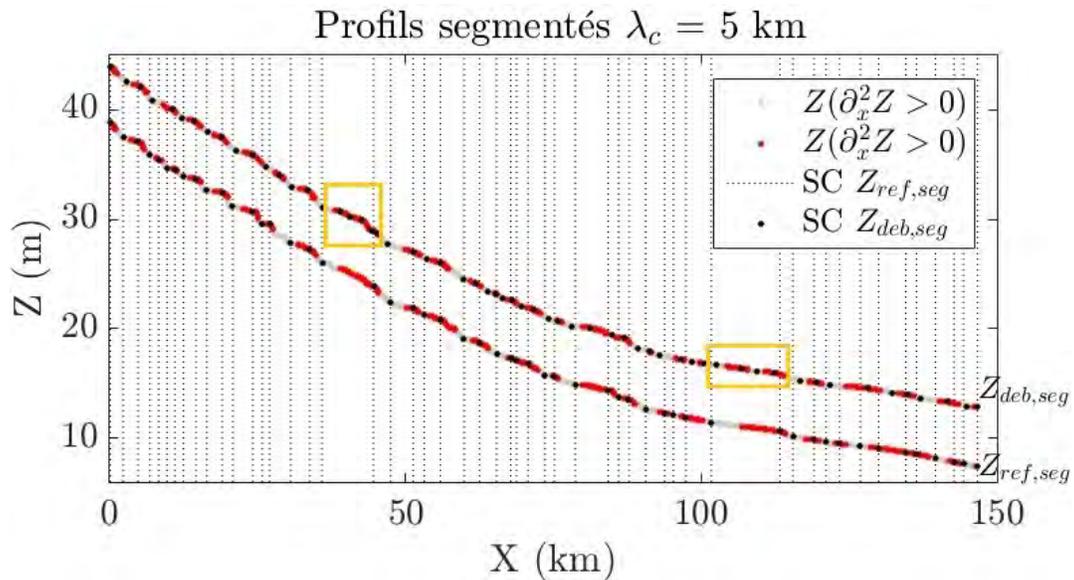


FIGURE 5.3 – Profil de référence segmenté  $Z_{ref,seg}$  et profil bruité puis « débruité » par l'algorithme « hydraulic denoising » et segmenté  $Z_{deb,seg}$  avec  $\lambda_c = 5km$ . Les sections de contrôle (notées SC) associées à  $Z_{ref,seg}$  sont représentées par les traits verticaux pointillés. Les sections de contrôle associées à  $Z_{deb,seg}$  sont représentées par les points noirs. Les rectangles jaunes indiquent l'identification de sections de contrôle artificielles liées au bruit résiduel du profil débruité.

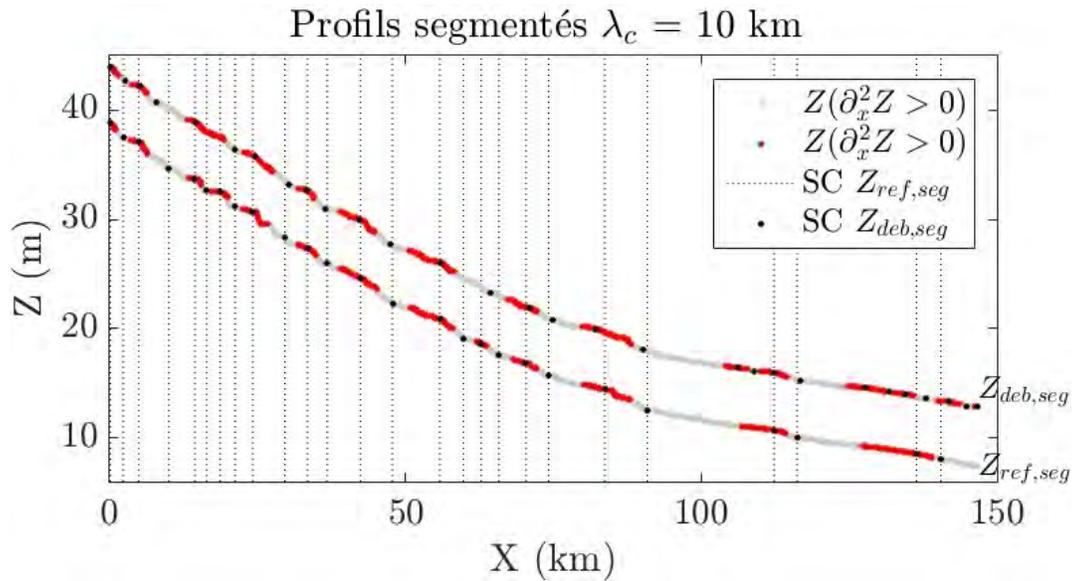


FIGURE 5.4 – Profil de référence segmenté  $Z_{ref,seg}$  et profil bruité puis « débruité » par l'algorithme « hydraulic denoising » et segmenté  $Z_{deb,seg}$  avec  $\lambda_c = 10 \text{ km}$ . Les sections de contrôle (notées SC) associées à  $Z_{ref,seg}$  sont représentées par les traits verticaux pointillés. Les sections de contrôle associées à  $Z_{deb,seg}$  sont représentées par les points noirs.

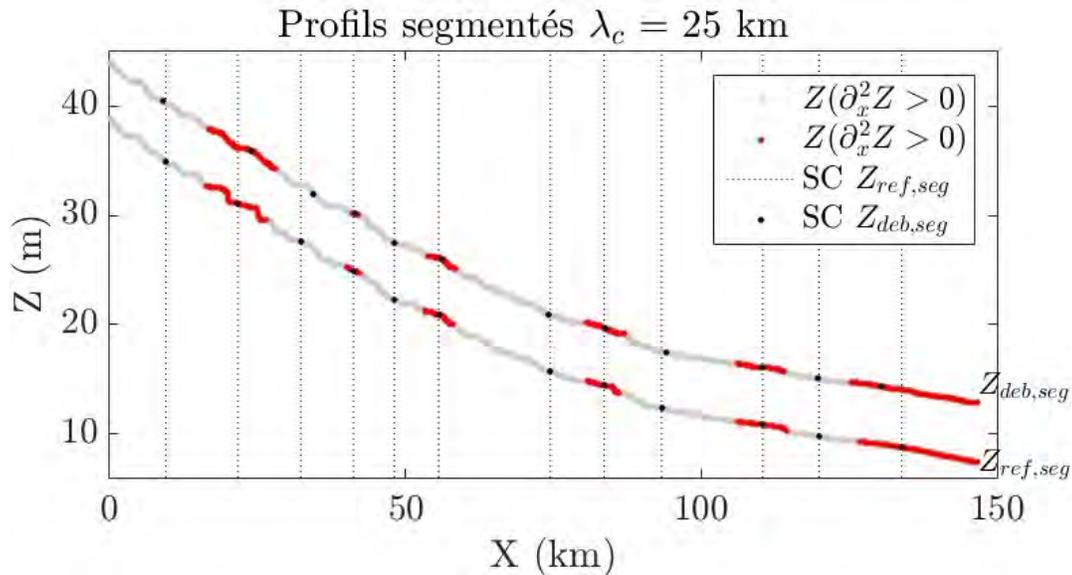


FIGURE 5.5 – Profil de référence segmenté  $Z_{ref,seg}$  et profil bruité puis « débruité » par l’algorithme « hydraulic denoising » et segmenté  $Z_{deb,seg}$  avec  $\lambda_c = 25 \text{ km}$ . Les sections de contrôle (notées SC) associées à  $Z_{ref,seg}$  sont représentées par les traits verticaux pointillés. Les sections de contrôle associées à  $Z_{deb,seg}$  sont représentées par les points noirs.

## 5.4 Conclusion

La méthode de « débruitage » proposée est basée sur des considérations hydrauliques associées à un traitement en ondelettes. Les décompositions en ondelettes se révèlent particulièrement bien adaptées au traitement des signaux de surface libre car elles permettent un « débruitage » localisé en espace. L’identification du bruit est basée sur des considérations hydrauliques qui permettent de localiser les zones potentiellement bruitées. Ces zones sont ensuite « débruitées » de manière itérative et locale. La méthode, comparée aux méthodes classiques de « débruitage » rencontrées dans la littérature, offre plusieurs avantages :

1. La méthode se révèle beaucoup plus efficace surtout pour des profils affectés par des bruits non gaussiens tels que les profils attendus des mesures SWOT.
2. La particularité de la méthode est, au contraire des méthodes classiques, qu’elle offre l’avantage d’être entièrement automatique étant donné qu’elle ne requiert pas de choix a priori de la famille d’ondelettes ni de valeur seuils d’estimation de bruit.
3. Les décompositions en ondelettes n’induisent que très peu d’oscillations artificielles et donc n’introduisent quasiment pas de signal artificiel dans la courbure des profils

ce qui est une propriété fondamentale pour les études basées sur l'analyse de ces profils (cf. chapitres 3 et 4).

4. Du fait qu'elle soit basée sur des considérations hydrodynamiques la méthode n'introduit pas de contres pentes qui sont considérées comme du signal non physique aux échelles de détection de SWOT.

Après « débruitage » des 8 profils issus du simulateur d'observations SWOT (cf. section 5.2), l'erreur moyenne sur les 8 profils est de  $17\text{cm}$  pour l'altitude de la surface  $Z$ ,  $1,2\text{cm.km}^{-1}$  pour la pente  $\partial_x Z$  et  $6,08.10^{-7}\text{m.m}^{-1}$  pour la courbure  $\partial_x^2 Z$ . De plus nous avons montré que si les profils « débruités » sont moyennés à l'aide d'une fenêtre glissante de  $10\text{km}$  le bruit sur la pente (entre profil de référence moyenné et profil « débruité » moyenné) est réduit à  $0,05\text{cm.km}^{-1}$ . La méthode permet donc de répondre à une des exigences du « science requirement » (Rodriguez, 2016) qui spécifie que l'erreur sur la pente de la surface libre devrait être inférieure à  $1,7\text{cm.km}^{-1}$  pour un tronçon de rivière de  $10\text{km}$  de long sur  $100\text{m}$  de large, avec  $1,2\text{cm.km}^{-1}$  d'erreur moyenne sur la pente pour les profils « débruités » mais non moyennés et  $0,05\text{cm.km}^{-1}$  lorsque les profils sont moyennés. La méthode représente donc un intérêt potentiel pour le « débruitage » des futures mesures SWOT et pour une application aux rivières à l'échelle globale.



## Chapitre 6

# Visibilité géomorphologique et caractérisations de vitesses à partir des signaux de surface libre

L'estimation de débits à partir d'observations télédéteectées (type SWOT) reste une question difficile, notamment dans le cas de bathymétries et frictions inconnues (cf. chapitre 1). Des méthodes permettant de plus finement contraindre les aprioris sur la friction et la bathymétrie (non observables) mais aussi les processus d'assimilation de données de surface sont donc requises. Dans ce contexte nous souhaitons explorer plus en détail l'analyse des signaux de surface afin de :

1. Évaluer le potentiel d'estimation de bathymétries équivalentes et de formes de canaux à partir de variations de largeur au miroir et d'altitude de la surface libre  $(Z, W)$ .
2. Investiguer la possibilité de caractériser la vitesse moyenne  $U$  d'un écoulement à partir d'observables altimétriques de surface.

Ces caractérisations sont réalisées dans ce chapitre pour des écoulements transitoires et pour des géométries plus complexes que précédemment. Un canal synthétique rassemblant plusieurs types de singularités géométriques est tout d'abord défini. Une méthode est ensuite proposée pour estimer des bathymétries effectives à partir de mesures  $(Z, W)$ . Ensuite les variations spatiales de la vitesse le long d'un cours d'eau et notamment la possibilité de détecter la propagation d'une onde de crue à partir de déformations de la surface libre sont étudiées. On notera que pour alléger les écritures les dépendances spatiales et temporelles des variables et équations sont à nouveau omises et ne sont utilisées que lorsque cela facilite la compréhension.

## 6.1 Définition d'un cas synthétique complexe

Le but est d'étudier l'influence de singularités géométriques sur des écoulements non permanents et en particulier sur la propagation d'ondes de crue. On définit un canal regroupant plusieurs types de singularités géométriques déjà étudiées telles que les variations de pentes (ruptures de pentes positives et négatives) et les variations de sections. Ces variations peuvent être isolées et/ou superposées afin d'évaluer l'effet combiné de ces singularités hydrauliques.

On choisit de paramétrer la forme des sections du canal par des lois puissance de type  $h = \alpha W^\beta$ . Afin de travailler sur une gamme réaliste de couples  $(\alpha, \beta)$  on s'est basé sur la géométrie du canal de la Garonne (cf. chapitre 1) et la gamme de variation retenue est :  $\alpha \in [3.6768.10^{-7}; 0.0026]$  et  $\beta \in [1.7256; 10]$ .

Les variations de la géométrie du canal dépendent de la variation de la pente du fond  $\partial_x Z_b$  et des variations du coefficient  $\alpha$  et de l'exposant  $\beta$  qui déterminent les variations de section du canal. Ces trois paramètres varieront de manière couplée ou découplée ce qui permet de définir 12 sections de contrôles telles que :

1.  $\partial_x \alpha < 0$  et  $\partial_x \beta = 0$  et  $\partial_x Z_b = 0$
2.  $\partial_x \alpha > 0$  et  $\partial_x \beta = 0$  et  $\partial_x Z_b = 0$
3.  $\partial_x \alpha = 0$  et  $\partial_x \beta > 0$  et  $\partial_x Z_b = 0$
4.  $\partial_x \alpha = 0$  et  $\partial_x \beta < 0$  et  $\partial_x Z_b = 0$
5.  $\partial_x \alpha < 0$  et  $\partial_x \beta > 0$  et  $\partial_x Z_b = 0$
6.  $\partial_x \alpha > 0$  et  $\partial_x \beta < 0$  et  $\partial_x Z_b = 0$
7.  $\partial_x \alpha < 0$  et  $\partial_x \beta < 0$  et  $\partial_x Z_b = 0$
8.  $\partial_x \alpha > 0$  et  $\partial_x \beta > 0$  et  $\partial_x Z_b = 0$
9.  $\partial_x \alpha = 0$  et  $\partial_x \beta = 0$  et  $\partial_x Z_b < 0$  avec  $\partial_x^2 Z_b < 0$
10.  $\partial_x \alpha = 0$  et  $\partial_x \beta = 0$  et  $\partial_x Z_b < 0$  avec  $\partial_x^2 Z_b > 0$
11.  $\partial_x \alpha < 0$  et  $\partial_x \beta > 0$  et  $\partial_x Z_b < 0$  avec  $\partial_x^2 Z_b < 0$
12.  $\partial_x \alpha > 0$  et  $\partial_x \beta < 0$  et  $\partial_x Z_b < 0$  avec  $\partial_x^2 Z_b > 0$

Tel que vu au chapitre 3 les variations de rugosité ont un effet similaire aux variations de pente sur la surface de l'écoulement. Puisqu'il ne s'agit plus ici d'analyser l'effet de différents types de singularités mais plutôt de générer des variabilités (complexes) de la surface libre indépendamment de la cause, on fixe le coefficient de Strickler  $K = 25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  constant le long du canal.

A partir de ce canal composé de plusieurs singularités on dimensionne quatre cas tests différents nous permettant de tester : 1- l'effet de l'inclinaison du canal ; 2- l'effet de la

longueur des variations de géométrie. Les seuls paramètres qui varient entre chaque cas sont donc la pente de fond de référence  $\partial_x Z_{b0}$ , définie comme la pente de fond hors ruptures de pentes et la longueur  $L_{SC}$  sur laquelle les variations géométriques ont lieu (cf. figure 6.1 barres verticales pointillées).

1. Cas test n°1 :  $\partial_x Z_{b0} = -10 \text{ cm.km}^{-1}$  et  $L_{SC} = 4 \text{ km}$  (cf. figure 6.1).
2. Cas test n°2 :  $\partial_x Z_{b0} = -10 \text{ cm.km}^{-1}$  et  $L_{SC} = 1.5 \text{ km}$ .
3. Cas test n°3 :  $\partial_x Z_{b0} = -1 \text{ cm.km}^{-1}$  et  $L_{SC} = 4 \text{ km}$ .
4. Cas test n°4 :  $\partial_x Z_{b0} = -1 \text{ cm.km}^{-1}$  et  $L_{SC} = 1.5 \text{ m}$ .

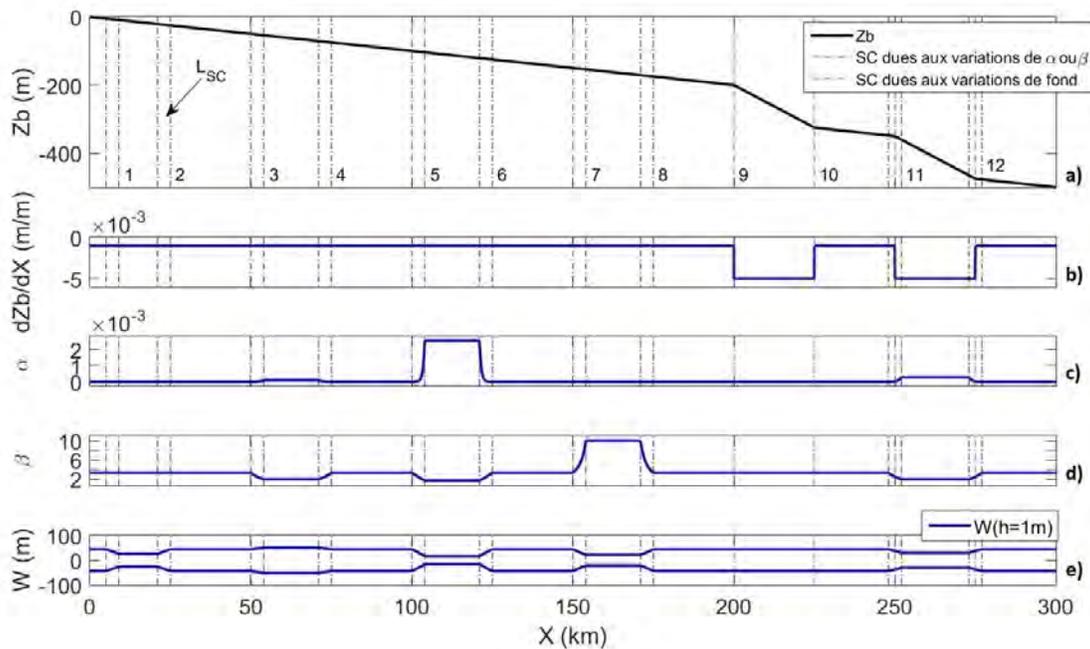


FIGURE 6.1 – Cas test n°2. a) Cote du radier. Les sections de contrôles causées par les variations du coefficient  $\alpha$ , de l'exposant  $\beta$  et de la pente de fond sont numérotées de 1 à 12.  $L_{SC}$  indique la longueur sur laquelle la forme du canal varie. b) Pente de fond. La valeur de la pente de fond de référence est  $\partial_x Z_{b0} = -10 \text{ cm.km}^{-1}$  et des ruptures de pentes  $\partial_x Z_{bR} = -50 \text{ cm.km}^{-1}$  c) Variations du coefficient  $\alpha$ . d) Variations de l'exposant  $\beta$ . e) Variations de la largeur à hauteur fixée  $W(x, h = 1 \text{ m})$ .

La condition limite amont de débit est fixée par l'hydrogramme représenté sur la figure 6.2 et à l'aval par la profondeur normale. Bien que simplifiés, les ordres de grandeurs de l'hydrogramme ont été déterminés à partir de l'observation de crues typiques sur le site de VIGICRUES (service d'information sur le risque de crues des principaux cours d'eau

en France) le 16/05/2018, station Lamagistère (Garonne) située sur le tronçon d'étude décrit au chapitre 1. Les lignes d'eau sont simulées avec le code DassFlow (DassFlow-1D 2018) en utilisant un schéma de Preissmann. Le pas d'espace est fixé à  $\Delta X = 10m$  et le pas de temps à  $\Delta T = 3600s$ .

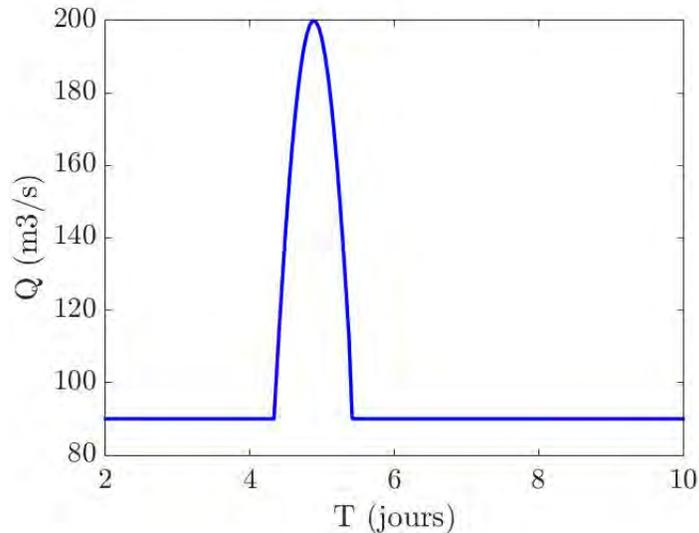


FIGURE 6.2 – Hydrogramme d'entrée à l'amont du cas test.

## 6.2 Estimateurs de formes des sections de cours d'eau et bathymétrie

L'une des nouveautés apportées par la mission SWOT sera l'estimation conjointe de la largeur et de l'altitude des surfaces libres sur un réseau hydrographique (chapitre 1). Rappelons que d'autres satellites et capteurs apportent désormais des observations relativement fines des étendues d'eau. Cette partie s'intéresse donc aux relations  $Z(W(x, t))$  car elles donnent des informations directes sur la forme (observable) des sections.

### 6.2.1 Travaux existants

Les formulations classiques basées sur les relations empiriques de géométries hydrauliques (Leopold and Maddock, 1953) permettent de décrire les évolutions des grandeurs hydrauliques (moyennées sur la section) selon des lois puissances en fonction du débit. A partir de ces constations plusieurs études décrivent la géométrie d'une section transver-

sale avec une loi puissance (Leopold and Maddock, 1953; Jowett, 1999; Dingman, 2007) telle que :

$$h(x, t) = \alpha(x) (W(x, t)/2)^{\beta(x)} \quad (6.1)$$

avec  $\alpha > 0$  et  $\beta > 1$ .

Le coefficient  $\alpha$  et l'exposant  $\beta$  de cette loi sont classiquement déterminés à partir de relevés in-situ de bathymétrie (Jowett, 1999; Dingman, 2007; Moglen, 2017), c'est à dire pour une section complètement connue. L'exposant  $\beta$  détermine la forme de la section et est de manière générale  $\beta > 1$  lorsqu'il est estimé dans le lit mineur (Dingman, 2007; figure 6.3 gauche).

Cette loi a récemment été utilisée pour estimer la profondeur moyenne (dans le but d'estimer des débits) à partir de mesures altimétriques de cote de surface libre de deux biefs de la rivière Yukon en Alaska de 34,7km et 38,3km de long Bjerklie et al. (2018). Pour cela les auteurs ont tout d'abord estimé la valeur moyenne de l'exposant  $\beta$ , fixé à  $\beta = 2$ , à partir d'une base de données in-situ (mesures ADCP de 5000 stations de cours d'eau Américains; Canova et al., 2016). Ensuite, la loi 6.1 a été ré-exprimée en fonction de  $Z$  (observable satellite) et  $Z_b$  et en fixant  $\beta = 2$  tel que :

$$Z_{obs}(x, t) = \alpha(x) (W_{obs}(x, t)/2)^2 + Z_b(x) \quad (6.2)$$

Dans cette étude, les observables  $Z_{obs}$  et  $W_{obs}$  proviennent des observations altimétriques (Jason-2) de cotes de surface libre et de largeurs issues d'images (Landsat). Ces relations  $Z_{obs}(W_{obs})$  représentent des observations partielles de la section. Le coefficient  $\alpha$  et l'altitude du radier  $Z_b$  sont estimés par une régression linéaire entre les  $Z_{obs}$  et  $W_{obs}$  (cf. figure droite 6.3).

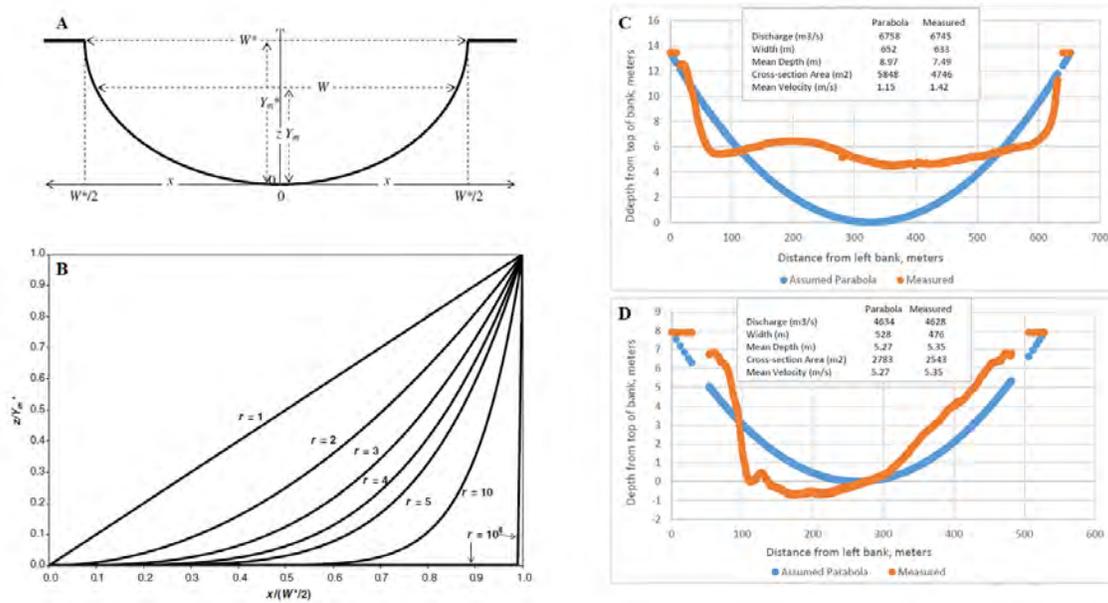


FIGURE 6.3 – Gauche : Représentation parabolique d’une section transversale (A). Hypothèse de forme de la section en fonction de l’exposant  $r$  de la parabole (B) où les canaux sont supposés être symétriques. La section sera triangulaire si  $r = 1$  et rectangulaire lorsque  $r \rightarrow \infty$ . (figure 2 Dingman, 2007). Notez que dans cette thèse  $r$  est noté  $\beta$ . Droite : Sections transversales mesurées (orange) des station Stevens (C) et Eagles (D) de la rivière Yukon et hypothèse de forme avec  $\beta = 2$  (bleu) (figure 12 Bjerklie et al., 2018).

## 6.2.2 Résumé des relations de formes utilisées dans cette thèse

### Lois de forme :

- Loi puissance entre l’aire hydraulique  $A_h$  et la profondeur  $h$  :

$$A_h = ah^b \quad (6.3)$$

On remarquera que c’est cette relation qui est utilisée dans le chapitre 2 pour dériver les formulations simplifiées des équations de Saint-Venant.

- Loi puissance entre la largeur au miroir et la profondeur qui dérive d’une variation de l’aire hydraulique (relation 6.3) pour une infime variation de la profondeur :

$$W = abh^{b-1} = ch^d \quad (6.4)$$

- Loi puissance entre la profondeur et la largeur au miroir qui décrit directement la forme de la section (cf. figure 6.3) :

$$h = \alpha (W/2)^\beta \quad (6.5)$$

— Loi puissance entre la cote de la surface libre et la largeur au miroir équivalente à la relation 6.5 :

$$Z = \alpha (W/2)^\beta + Z_b \quad (6.6)$$

### Lien entre coefficients et exposants :

On présente ici le lien entre les coefficients et les exposants de la loi de forme observable 6.6 et de l'air hydraulique 6.3 qui est la relation de forme utilisée dans les équations de Saint-Venant (cf. chapitre 2) :

$$a = \frac{c}{b} \quad (6.7)$$

$$b = d + 1 \quad (6.8)$$

avec  $c = \left(\frac{2}{\alpha}\right)^{1/\beta}$  et  $d = \frac{1}{\beta}$ .

### 6.2.3 Estimateur de forme de cours d'eau et bathymétrie sans a priori sur l'exposant $\beta$

D'après la loi 6.6 qui lie la cote de la surface libre  $Z$  à la largeur  $W$  d'une section  $Z_{obs} = \alpha (W_{obs}/2)^\beta + Z_b$ , on propose d'estimer la forme de la section sans a priori sur l'exposant  $\beta$ . La gamme de variabilité de  $\beta$  classique ( $1 < \beta < \infty$ ) est étendue à  $0 < \beta < \infty$  (cf. figure 6.4). L'avantage de chercher  $\beta$  dans la gamme  $]0; \infty]$  est que cela permet d'identifier les variations brusques de largeurs telles qu'observées sur les plaines d'inondation ( $\beta < 1$ ). On cherche donc le trio  $(\alpha; \beta; Z_b)$  tel que  $\alpha > 0$ ,  $\beta > 0$  et  $Z_b > 0$ .

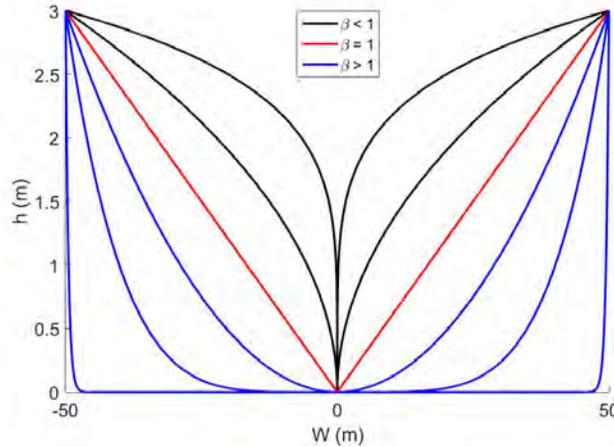


FIGURE 6.4 – Formes de section transversales définies par la loi puissance 6.5 :  $\beta < 1$  section parabolique concave (noir),  $\beta = 1$  section triangulaire (rouge),  $\beta > 1$  section parabolique convexe et  $\beta \rightarrow \infty$  section rectangulaire (bleue).

À partir des observations du modèle HEC-RAS de la Garonne pour lequel on dispose de lignes d'eau journalières pour l'année 2010 (cf. chapitre 1) on obtient pour chaque section transversale une relation sur-déterminée de l'équation 6.6. En effet à chaque section du cours d'eau on dispose systématiquement de 365 couples  $(Z_{obs}; W_{obs})$ , et donc 365 relations 6.6 impliquant 3 inconnues  $\alpha, \beta, Z_b$  le problème est donc surdéterminé. En remarquant qu'à  $\beta$  fixé, la détermination de  $\alpha$  et de  $Z_b$  revient à la résolution d'un système linéaire  $AX = B$  on recherchera  $\beta$  tel que  $\beta = 0 : 0.1 : \beta_{max}$ . Ainsi on obtient  $\beta_{max}/0.1$  relations linéaires qui s'écrivent pour chaque  $\beta$  sous forme matricielle tel que :

$$AX = B \tag{6.9}$$

Avec  $A = \begin{bmatrix} W_1^\beta & 1 \\ W_2^\beta & 1 \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ W_N^\beta & 1 \end{bmatrix}$ ;  $X = \begin{bmatrix} \alpha \\ Z_b \end{bmatrix}$  et  $B = \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ Z_N \end{bmatrix}$ . Si  $B \neq 0$  et que la matrice  $A$  est inversible

$(AA^{-1} = I)$  alors le problème possède une solution  $X = A^{-1}B$  unique.

La valeur de  $\beta_{max}$  est déterminée par essais erreurs de façon à ce qu'il soit suffisamment grand. Dans ce cas  $\beta_{max}$  est fixé à  $\beta_{max} = 30$ ; ainsi pour chaque  $(Z_{obs}; W_{obs}; \beta)$  on ajuste la loi 6.6 et on obtient  $\beta_{max}/0.1$  relations ce qui fait 300 relations. Pour chaque section transversale  $x_i$  le trio  $(\alpha; \beta; Z_b)$  est choisit de façon à minimiser la relation 6.6 tel que :

$$RMSE(\alpha; \beta; Z_b)|_{x=x_i} = \sqrt{\frac{1}{N_T} \sum_{t=1}^{N_T} (Z_{obs}(x_i, t) - Z_{fit}(x_i, t))^2}$$

avec  $N_T$  le nombre d'observations et  $Z_{fit} = \alpha_{est} (W_{obs}/2)^{\beta_{est}} + Z_{b_{est}}$ .

La surface de réponse (cf. figure 6.5) des couples  $(\alpha, \beta)$ ,  $(\beta, Z_b)$  et  $(\alpha, Z_b)$  en fonction du  $RMSE$  est représentée à titre d'exemple pour deux sections à  $X = 16km$  et  $X = 66km$ . On voit sur ces figures qu'il existe une zone optimale pour chaque couple. La relation  $Z_{fit}(W)$  qui minimise l'écart aux observations  $Z_{obs}(W_{obs})$  est représentée sur la figure 6.6 à  $X = 16km$  et  $X = 66km$ .

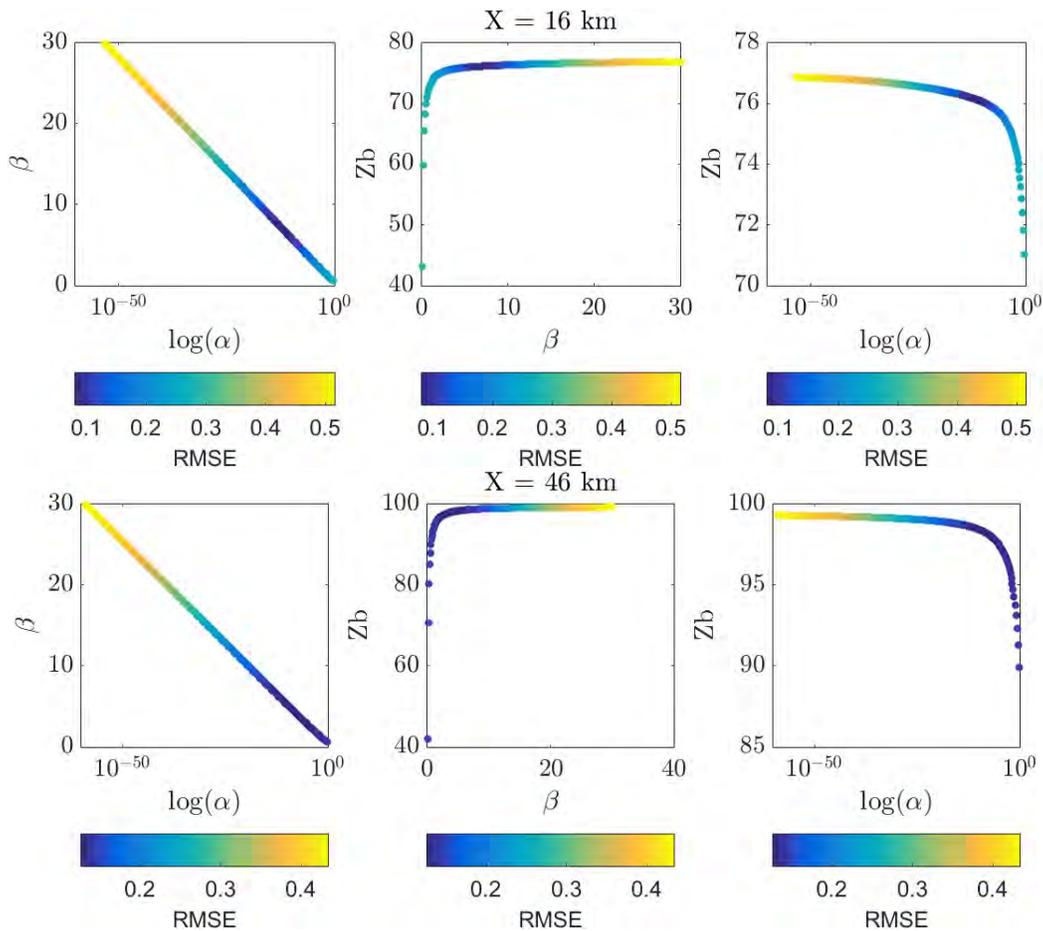


FIGURE 6.5 – Tronçon de la Garonne : surface de réponse des couples  $(\alpha, \beta)$ ,  $(\beta, Z_b)$  et  $(\alpha, Z_b)$  à  $X = 16km$  : a)  $\alpha, \beta$ ; b)  $\beta, Z_b$  et c)  $\alpha, Z_b$  et à  $X = 66km$  d)  $\alpha, \beta$ ; e)  $\beta, Z_b$  et f)  $\alpha, Z_b$ .

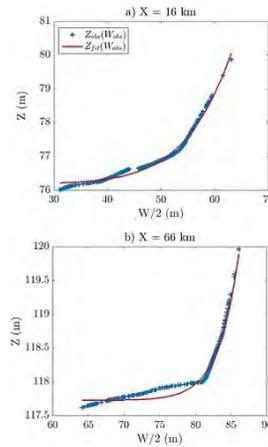


FIGURE 6.6 – Tronçon de la Garonne : relation  $Z_{fit}(W)$  qui minimise l'écart aux observations  $Z_{obs}(W_{obs})$  à a)  $X = 16km$  et b)  $X = 66km$ .

L'avantage de libérer la gamme de variabilité de l'exposant  $\beta$  (au contraire de  $\beta = 2$ , Bjerklie et al., 2018) est qu'une plus grande gamme de formes peut être ajustée aux séries  $Z_{obs}(W_{obs})$ . Cependant l'estimation de la profondeur peut être grandement faussée si l'exposant est calé sur une gamme  $Z_{obs}(W_{obs})$  trop petite. Par exemple si  $Z_{obs}(W_{obs})$  n'a été observé que sur les plaines d'inondation  $\beta$  aura tendance à être inférieur à 1. Cela peut induire des profondeurs largement sur-estimées. Pour pallier ce problème on émet deux conditions/hypothèses pour valider  $Z_b$  à chaque section transversale :

1. La cote du fond estimée est inférieure au minimum de  $Z$  observé soit :  $Z_{b,estimé} < Z_{obs,min}$ .
2. Si  $\beta < 1$  alors on considère que  $Z_{obs}(W_{obs})$  a été observé sur la plaine d'inondation.
3. On remarquera qu'une autre hypothèse pourrait être émise (qui n'a pas été utilisée ici) sur la profondeur maximum en basses eaux. Il est possible d'envisager que la profondeur minimum des basses eaux dans un fleuve par exemple comme la Garonne ne dépasserait pas  $10m$  et probablement pas  $5m$ . Cette hypothèse pourrait être généralisée à l'aide d'une base de donnée importante permettant de définir une profondeur minimum en fonction de la largeur du fleuve.

Pour chaque section si  $Z_{b,estimé}$  ne satisfait pas la condition 1 et l'hypothèse 2 alors  $Z_{b,estimé}$  n'est pas retenu.

On représente sur la figure 6.7.a l'estimation de  $Z_b$  pour chaque section transversale (nuage de points bleus). On remarquera que les trous dans le nuage de points sont dus au fait que la condition 1 ou l'hypothèse 2 n'ait pas été respectée lors de l'estimation de  $Z_b$ . L'erreur quadratique moyenne entre le profil estimé  $Z_{b,est}$  et de référence  $Z_{b,ref}$  est  $1,42m$ .

Un profil moyenné du nuage de point est représenté en figure 6.7.b. Ce profil est moyenné par une fenêtre glissante de  $1km$  centrée sur chaque point. La moyenne permet de réduire l'erreur quadratique moyenne entre le profil estimé  $Z_{b,est}$  et de référence  $Z_{b,ref}$  à  $1,01m$  (cf. figure 6.7.c). Cependant ceci représente une étude préliminaire (sur cas réel) en vue d'estimer des bathymétries réalistes à partir « d'observables » seulement. Il serait intéressant de développer une méthode de lissage mieux adaptée qu'une simple moyenne glissante du nuage de points.

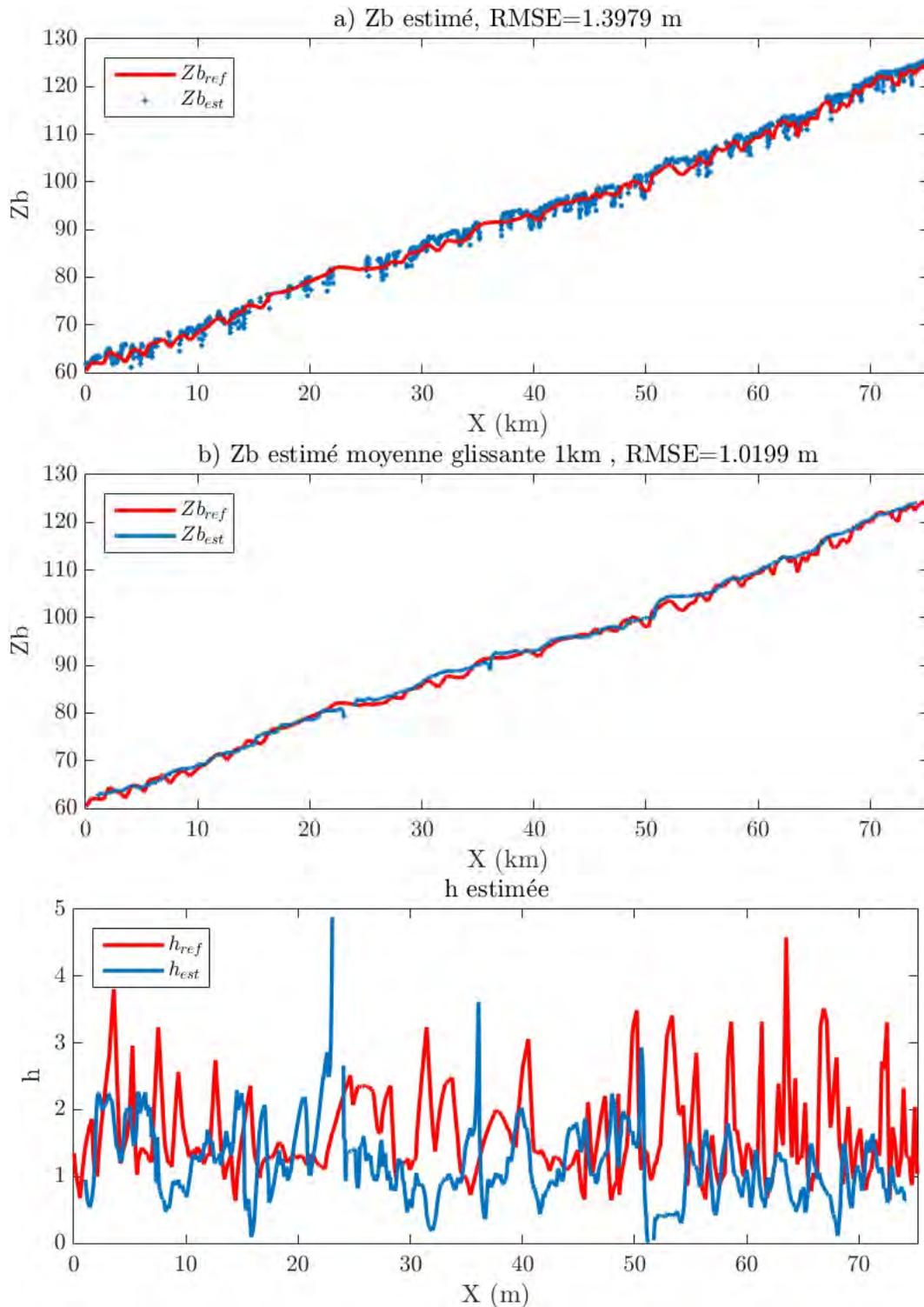


FIGURE 6.7 – a)  $Z_b$  estimé pour chaque section transversale. b)  $Z_b$  estimé et moyenné par une fenêtre glissante de 1km. c) Profondeur  $h$  minimum.

Certaines sections transversales en canaux naturels peuvent présenter de fortes asymétries comme par exemple en présence de méandres (Moglen, 2017). La méthode pourrait alors être améliorée en tenant compte de cette asymétrie et en ajustant les paramètres de la loi 6.6 de chaque côté. Pour preuve de concept on représente sur la figure 6.8 un relevé ADCP de la station Ditch Run sur la Potomac river (Moglen, 2017). Cette section présente une forte asymétrie à cause de la présence de méandres.

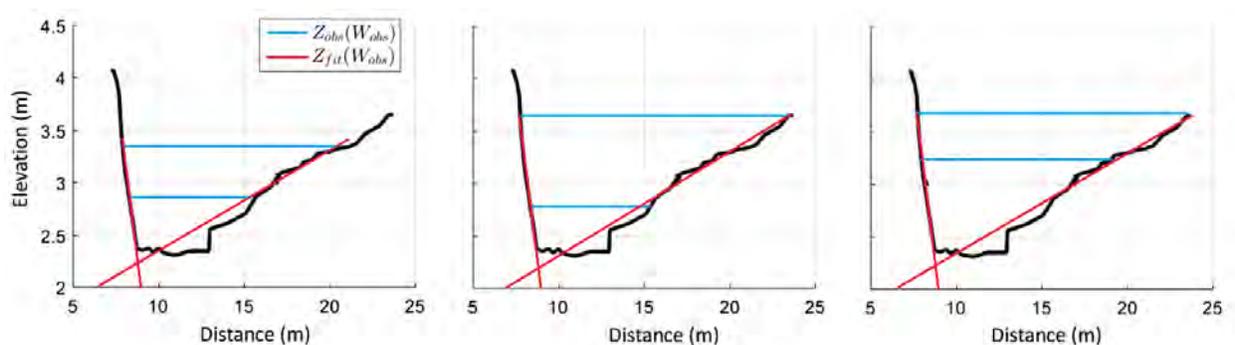


FIGURE 6.8 – Relevé ADCP de la station Ditch Run sur la Potomac river (Moglen (2017)). On représente trois scénarios d’observations où les  $Z_{obs}(W_{obs})$  observés sont compris entre les lignes bleues. Chaque côté de la section a été ajusté avec une loi 6.6 différente (rouge).

L’apport de cette méthode par rapport à celles existantes est que l’exposant  $\beta$  n’est pas fixé et est libre de varier dans la gamme définie a priori. Ainsi nous avons pu calibrer des valeurs réalistes de  $(\alpha; \beta; Z_b)$  à partir seulement des observables  $Z_{obs}(W_{obs})$ . La méthode a été appliquée au cas réel de 70km de la Garonne et résulte en des aprioris de formes et de bathymétrie réalistes.

#### 6.2.4 Simulation d’écoulements sur canal a priori issu de ligne d’eau segmentées

L’un des objectifs de cette thèse est de définir une méthode de segmentation (discrétisation) des observations des profils quasi-continus de surface libre de la future mission SWOT. Afin d’analyser l’impact de cette sous-discrétisation sur l’identification de la bathymétrie (à partir « d’observables » seuls) on applique la méthode décrite ci dessus à une grille segmentée (cf. chapitre 4). On se base sur la même ligne d’eau que celle étudiée au chapitre 4,  $Q = 83m^3.s^{-1}$ , qui on le rappelle représente le premier décile de la courbe cumulée de débit. Ce profil de surface libre est segmenté avec  $\lambda_c = 2,5km$  correspondant à une fine échelle de segmentation et  $\lambda_c = 12km$  ce qui correspond à une échelle large de segmentation.

L'estimateur de forme est appliqué à ces deux profils segmentés, c'est à dire que pour chaque points de la grille les paramètres  $(\widehat{\alpha}; \widehat{\beta}; \widehat{Z}_b)$  de la loi 6.6 sont estimés. On représente sur la figure 6.9.a le profil de débit  $Q = 83m^3.s^{-1}$  segmenté où les biefs verts correspondent à  $Z(\partial_x^2 Z) > 0$  et rouges à  $Z(\partial_x^2 Z) < 0$ . La grille sous-discrétisée est représentée par les points noirs, c'est en chacun de ces points qu'on appliquera l'estimateur de forme.

Du fait des conditions/hypothèses définies en section 6.2.3 pour valider l'estimation d'un point de bathymétrie, la grille de bathymétrie estimée (cf. points vert figure 6.9.b) est moins dense que la grille segmentée (cf. points noirs figure 6.9.a). Les paramètres de la loi puissance 6.5 sont présentés en figure (cf. points noirs figure 6.9.c et 6.9.d).

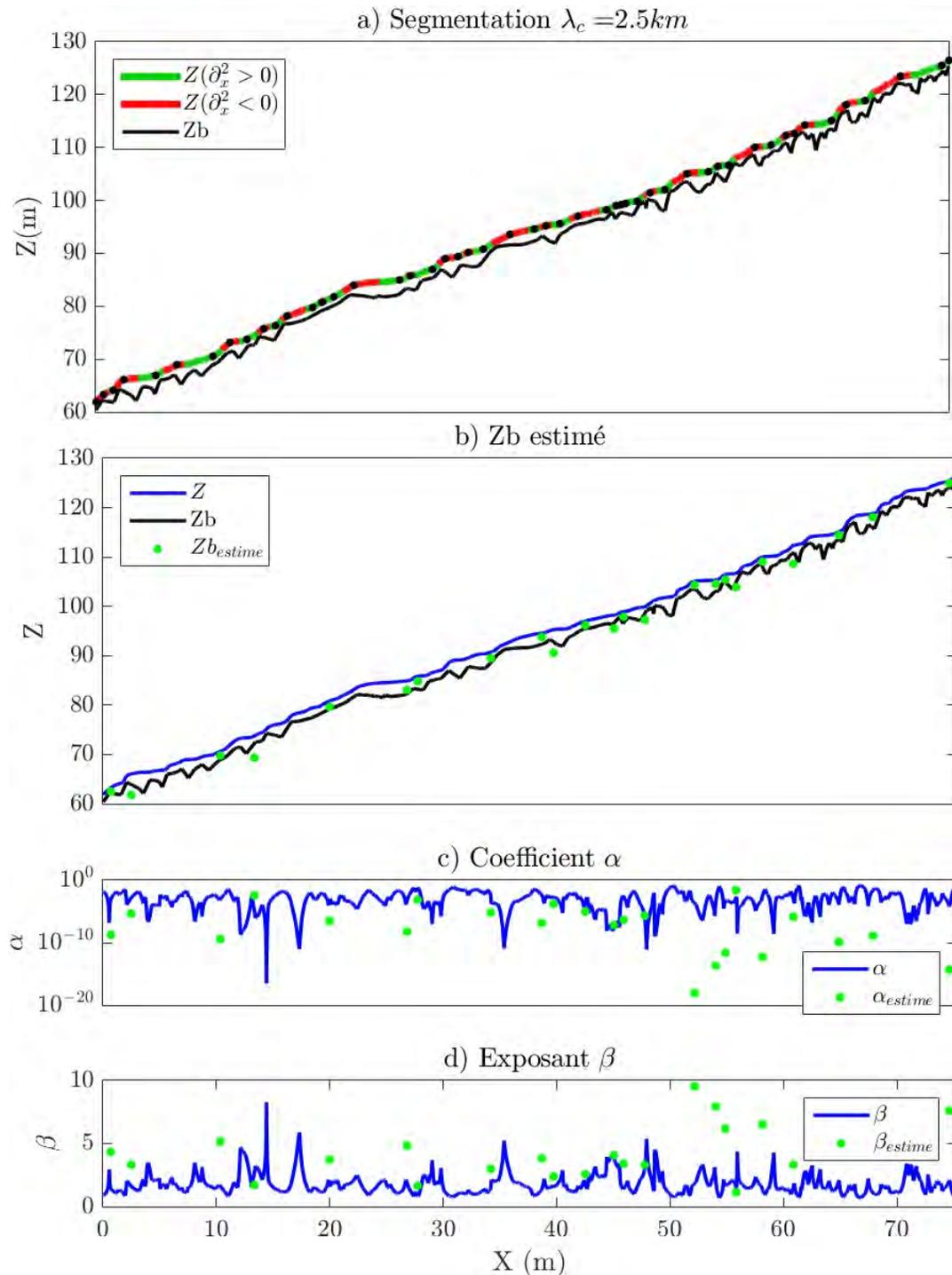


FIGURE 6.9 – a) Segmentation fine échelle avec  $\lambda_c = 2.5km$ . Les biefs vert correspondent à  $Z(\partial_x^2 Z) > 0$  et rouges à  $Z(\partial_x^2 Z) < 0$ . Les points noirs représentent les bornes des segments. b) La Bathymétrie estimée à partir de la grille sous-discrétisée est représentée par les points verts. Paramètres de la loi puissance 6.5 : c) Coefficient  $\alpha$  estimé. d) Exposant  $\beta$  estimé.

On représente sur la figure 6.10 les écoulements simulés sur les canaux a priori segmentés avec  $\lambda_c = 2,5km$  (figure 6.10.a) et  $\lambda_c = 12km$  (figure 6.10.b). Les deux variables connues en tous points sont le débit et le coefficient de rugosité. L'erreur quadratique moyenne entre le profil de référence  $Z_{ref}$  et celui simulé sur le canal a priori  $Z_{sim}$  est de  $0,62m$  pour la fine échelle de segmentation et  $1,5m$  pour l'échelle plus large. Sans surprise pour une grille moins résolue l'écoulement simulé tend vers un régime permanent uniforme, peu de non-uniformités sont visibles à une telle échelle.

On remarquera pour la figure 6.10.b que la bathymétrie issue de l'interpolation linéaire entre les points de bathymétrie a priori coupe le profil de  $Z$ . La méthode est donc à améliorer en fonction de cette considération.

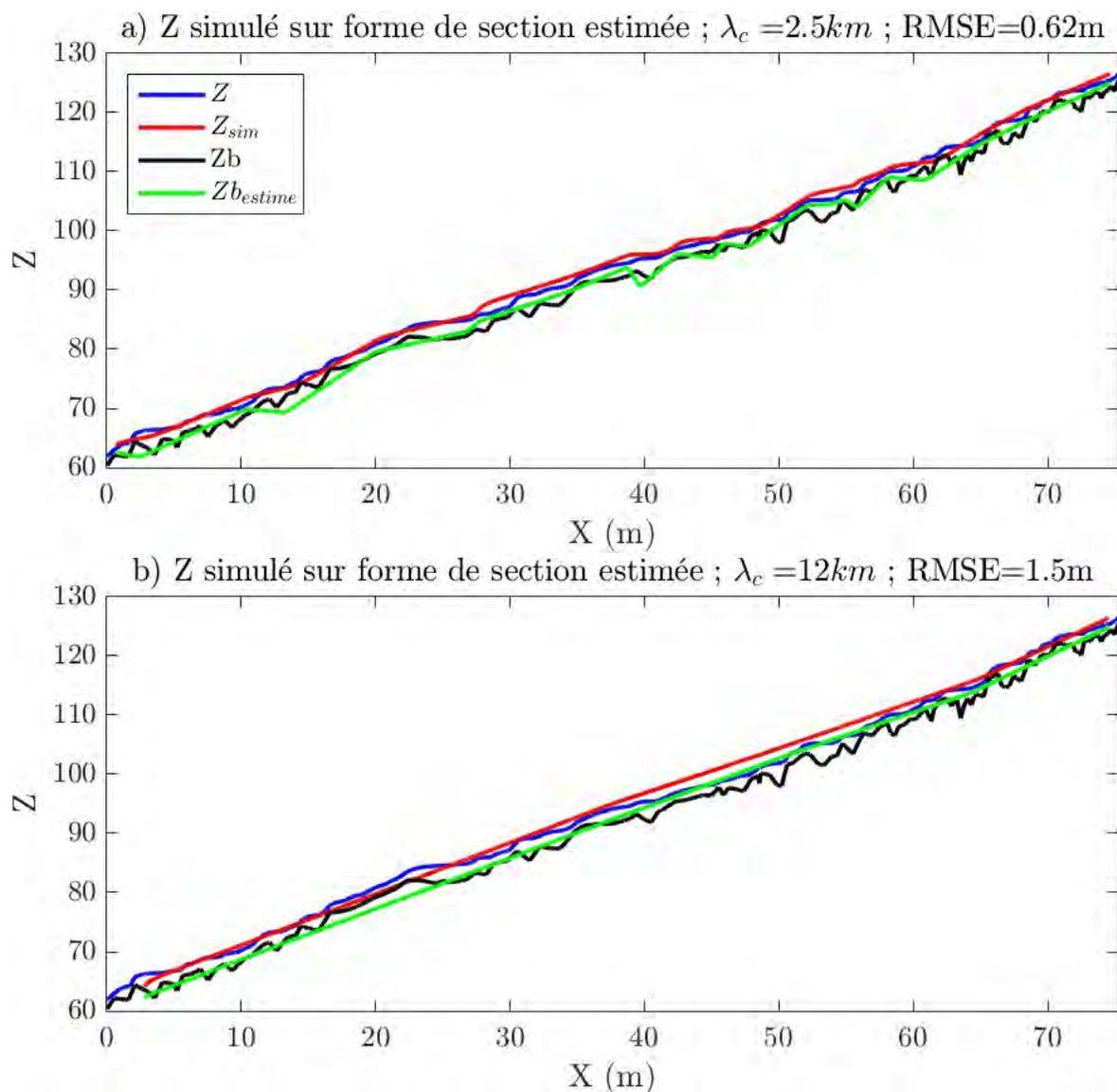


FIGURE 6.10 – Simulation de l'écoulement avec  $Q$  et  $K$  connus sur canal a priori segmenté  
a) Fine échelle de segmentation  $\lambda_c = 2,5km$ . b) Large échelle de segmentation  $\lambda_c = 12km$ .

### 6.3 Considérations autour de la vitesse

Dans cette partie on investigate tout d'abord la possibilité de caractériser les variations spatiales de la vitesse à partir de la courbure de la surface libre (cf. section 6.3.1). Ensuite on s'intéresse à la possibilité d'estimer des ordres de grandeur réalistes des vitesses d'écoulement (cf. section 6.3.2).

### 6.3.1 Lien entre les variations spatiales de la vitesse et la courbure

A partir du constat graphique qu'il existe probablement un lien entre les variations spatiales de la vitesse  $\partial_x U$  et la courbure de la surface libre  $\partial_x^2 Z$  on propose dans cette partie d'analyser le lien entre ces deux variables. On montre, à titre d'exemple, sur la figure 6.11.a que les variations spatiales de la vitesse  $\partial_x U$  et la courbure de la surface libre  $\partial_x^2 Z$ , semblent être de signes opposés (et donc leur produit positif cf. figure 6.11.b).

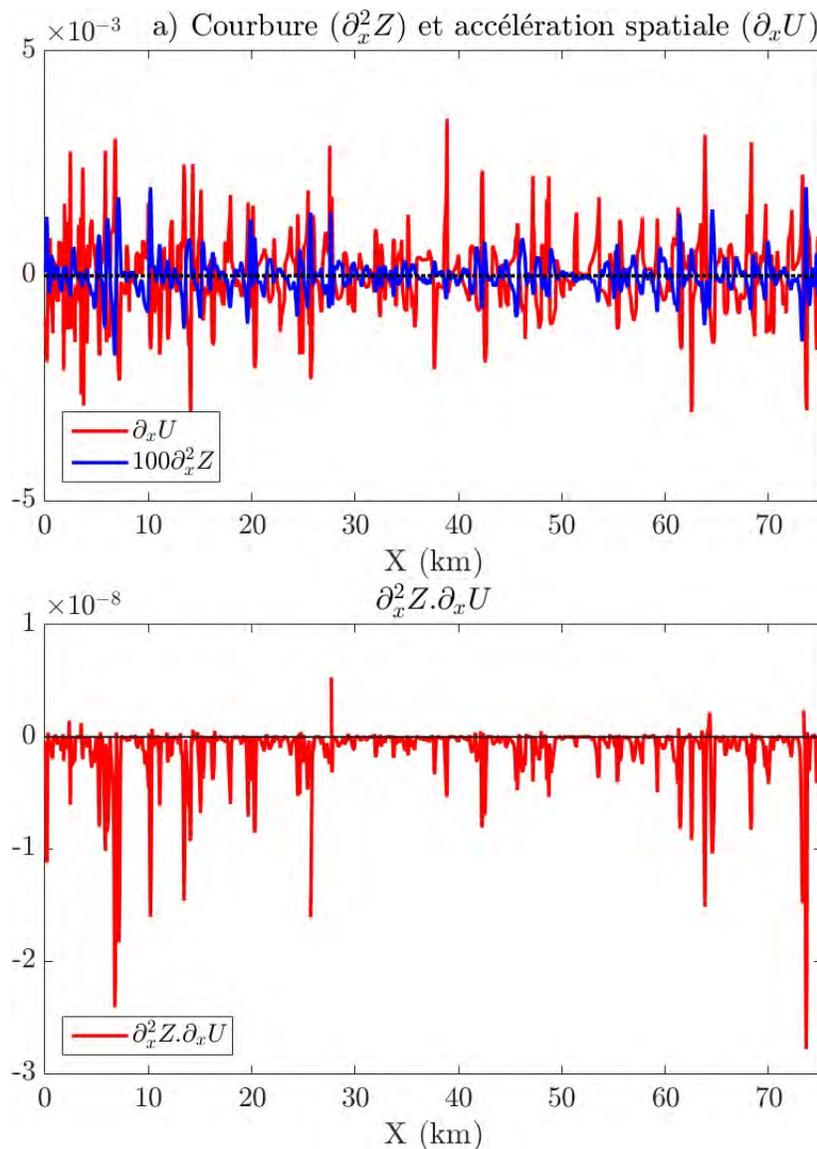


FIGURE 6.11 – a) Variations spatiales de la vitesse  $\partial_x U$  et courbure de la surface libre  $\partial_x^2 Z$ . La courbure de la surface libre a été multipliée par 100 pour plus de lisibilité. b) Signe du produit  $\partial_x^2 Z \cdot \partial_x U$ .

### 6.3.1.1 Analyse analytique de l'équation de courbure

Une équation faisant apparaître la courbure  $\partial_x^2 Z(x, t)$  de la surface libre est dérivée à partir des équations de Saint-Venant complètes et sans apports ou pertes de masse :

$$\begin{cases} \frac{\partial A_h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A_h} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA_h(I - J) \end{cases} \quad (6.10)$$

En remarquant que  $\partial_x h - I = \partial_x Z$  la deuxième équation du système (6.10) devient :

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = -\frac{1}{gA_h} \left[ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A_h} \right) \right] - J \quad (6.11)$$

On exprime le terme de perte de charge  $J$  avec la formulation empirique classique de Manning :

$$J = \frac{Q^2}{K^2 A_h^2 R_h^{4/3}} = \frac{U^2}{K^2 R_h^{4/3}} \quad (6.12)$$

En substituant (6.12) dans (6.11) et en remplaçant le débit par  $Q = UA$  on obtient l'équation (6.13) qui décrit les variations spatiales de la pente de la surface libre en fonction de la vitesse et de la géométrie de la veine d'eau ( $A, R_h$ ) :

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = -\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - \frac{U}{gA_h} \frac{\partial A_h}{\partial t} - \frac{2U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} - \frac{U^2}{gA_h} \frac{\partial A_h}{\partial x} - \frac{U^2}{K^2 R_h^{4/3}} \quad (6.13)$$

On dérive l'équation (6.13) par rapport à  $x$  et on obtient l'expression de la courbure de la surface libre :

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} = & -\frac{2}{g} \left( \frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 \\ & \left( -\frac{1}{gA_h} \frac{\partial A_h}{\partial t} - \frac{2U}{gA} \frac{\partial A_h}{\partial x} - \frac{2U}{K^2 R_h^{4/3}} \right) \frac{\partial U}{\partial x} \\ & -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 U}{\partial x \partial t} + \frac{U}{gA_h^2} \frac{\partial A_h}{\partial t} \frac{\partial A_h}{\partial x} - \frac{U}{gA_h} \frac{\partial^2 A_h}{\partial x \partial t} - \frac{2U}{g} \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{U^2}{gA_h^2} \left( \frac{\partial A_h}{\partial x} \right)^2 - \frac{U^2}{gA} \frac{\partial^2 A_h}{\partial x^2} \\ & + \frac{2U^2}{K^3 R_h^{4/3}} \frac{\partial K}{\partial x} + \frac{4U^2}{3K^2 R_h^{7/3}} \frac{\partial R_h}{\partial x} \end{aligned} \quad (6.14)$$

On pose :

$$\frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} = T_0 \left( \frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + T_1 \frac{\partial U}{\partial x} + T_2 \quad (6.15)$$

$$T_0 = -\frac{2}{g};$$

$$T_1 = -\frac{1}{gA_h} \frac{\partial A_h}{\partial t} - \frac{2U}{gA_h} \frac{\partial A_h}{\partial x} - \frac{2U}{K^2 R_h^{4/3}};$$

$$T_2 = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 U}{\partial x \partial t} + \frac{U}{gA_h^2} \frac{\partial A_h}{\partial t} \frac{\partial A_h}{\partial x} - \frac{U}{gA_h} \frac{\partial^2 A_h}{\partial x \partial t} - \frac{2U}{g} \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{U^2}{gA_h^2} \left( \frac{\partial A_h}{\partial x} \right)^2 - \frac{U^2}{gA} \frac{\partial^2 A_h}{\partial x^2} + \frac{2U^2}{K^3 R_h^{4/3}} \frac{\partial K}{\partial x} + \frac{4U^2}{3K^2 R_h^{7/3}} \frac{\partial R_h}{\partial x}.$$

$\partial_x^2 Z$  peut donc être exprimé comme un polynôme d'ordre 2 fonction de  $\partial_x U$ . Les termes  $T_0$ ,  $T_1$  et  $T_2$  sont non linéaires et/ou font intervenir des dérivées spatiales et/ou temporelles des grandeurs hydrauliques. On remarquera que le terme  $\partial_x U$  apparaît aussi dans le terme  $T_2$  dérivé une deuxième fois par rapport à  $x$  ou à  $t$ . De nombreux essais analytiques ont été réalisés mais n'ont pas permis de dégager un lien simple entre  $\partial_x U$  et  $\partial_x^2 Z$ . L'expression complète de  $\partial_x Z$  et  $\partial_x^2 Z$  dérivées des équations de Saint-Venant sont toutefois présentées car elles représentent un intérêt dans le sens où elles sont l'expression analytique de deux observables de surface libre.

### 6.3.1.2 Analyse de la relation sur cas tests synthétiques

Le lien entre  $\partial_x U$  et  $\partial_x^2 Z$  est investigué sur les quatre cas tests définis en section 6.1. On se concentre sur les zones où la courbure de la surface libre est significative. Afin de déterminer une valeur seuil de courbure on trace la courbe de courbure cumulée (cf. figure 6.12). Les graphiques sont présentés en échelle logarithmique (axe des ordonnées) car elle permet une meilleure lisibilité. La valeur seuil est choisie au dernier point d'inflexion de la courbe cumulée de courbure car ce point (sur un graphique en échelle non-logarithmique) marque le point d'inflexion où la courbure commence à diverger significativement de zéro.

Le domaine est ensuite divisé comme suit :

- $\partial_x U \cdot \partial_x^2 Z < 0$  et  $\partial_x^2 Z > \text{seuil}$ , la courbure et l'accélération spatiale sont de signe opposé et la courbure est significative (points bleus de la figure 6.13).
- $\partial_x U \cdot \partial_x^2 Z > 0$  et  $\partial_x^2 Z > \text{seuil}$ , la courbure et l'accélération spatiale sont de même signe et la courbure est significative (points rouges de la figure 6.13).

On montre sur ces cas tests que lorsque la courbure est significative ( $\partial_x^2 Z > \text{seuil}$ ) le signe de  $\partial_x U$  est opposé à celui de  $\partial_x^2 Z$  pour 94,7% du domaine du cas 1 caractérisé par  $\partial_x^2 Z > \text{seuil}$ , 97,1% pour le cas 2, et 99,8% pour les cas 3 et 4. On propose donc dans la suite de cette étude d'utiliser ce marqueur et ces hypothèses pour estimer le signe de  $\partial_x U$ .

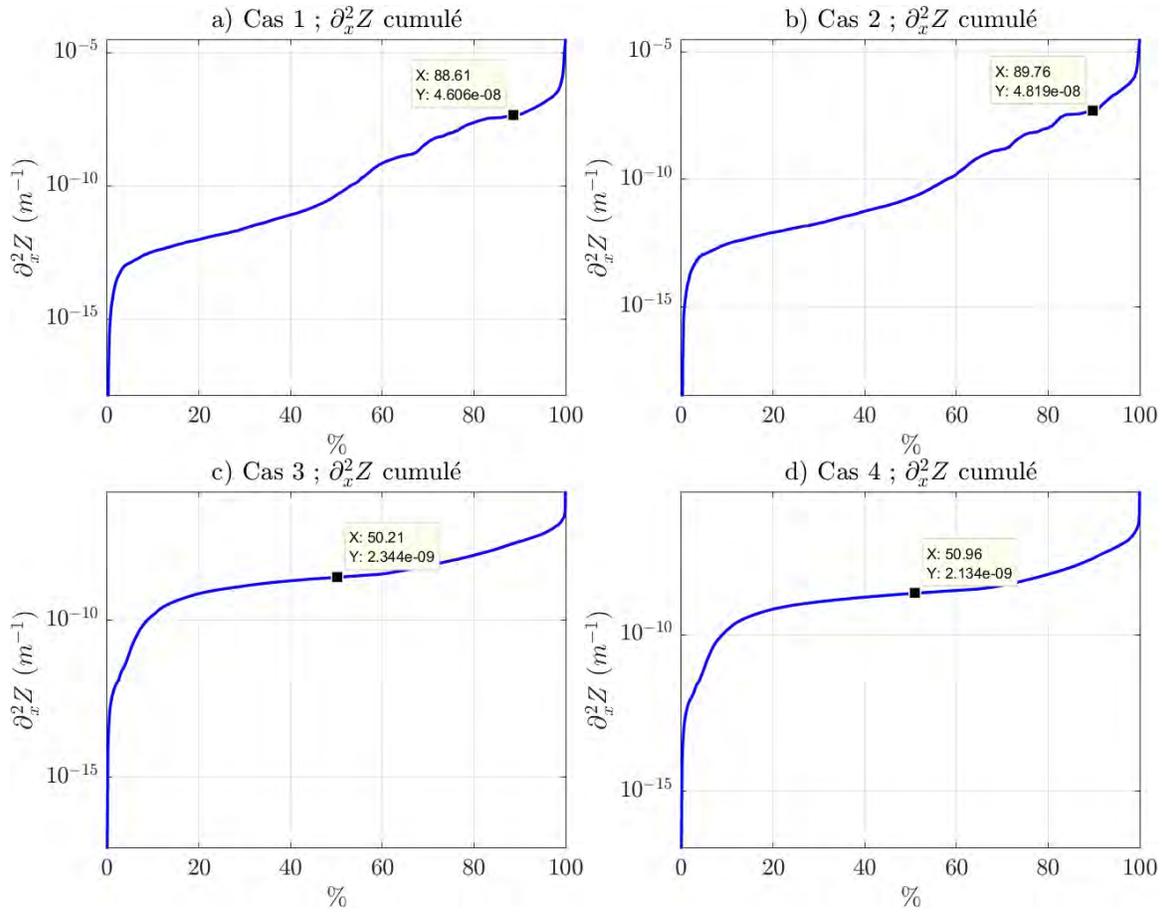


FIGURE 6.12 – Courbe cumulée de la courbure de la surface libre sur l'ensemble du domaine et des simulations dont l'axe des ordonnées est tracé en échelle logarithmique.

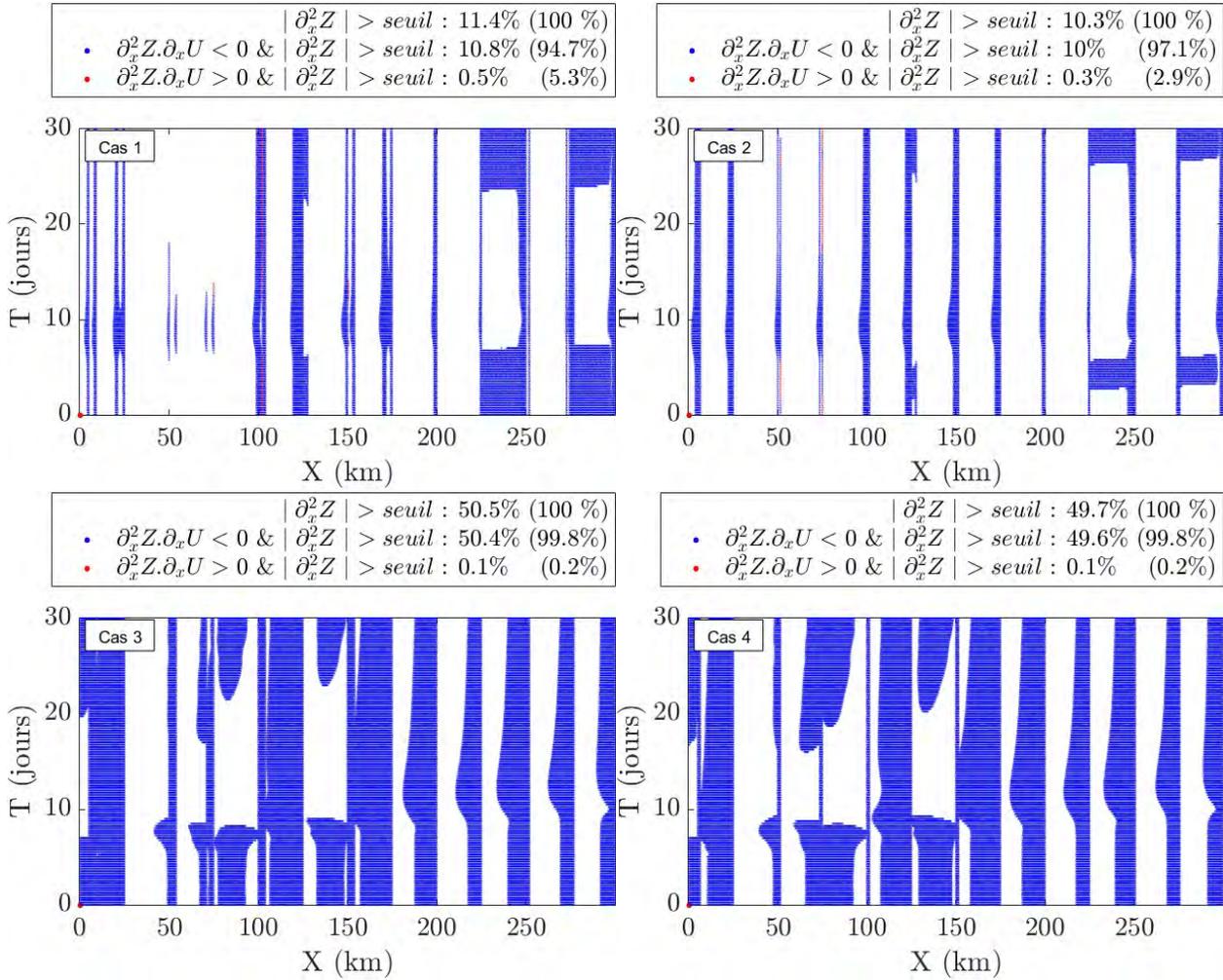


FIGURE 6.13 – Identification des zones pour lesquelles  $\partial_x U$  et  $\partial_x^2 Z$  sont de signes opposés à partir de l’analyse de la courbure de la surface libre. Le seuil est déterminé en figure 6.12.

### 6.3.1.3 Application : identification du signe de $\partial_x U$ sur le cas Garonne

On applique la méthode décrite précédemment (cf. section 6.3.1.2) aux 365 profils issus des simulations journalières (année 2010) du modèle de la Garonne (cf. chapitre 1). Pour l’ensemble du domaine (espace-temps) 15,57% des profils sont caractérisés par  $\partial_x^2 Z \partial_x U > 0$  et 84,43% par  $\partial_x^2 Z \partial_x U < 0$ .

Afin d’identifier une partie du domaine caractérisée par  $\partial_x^2 Z \partial_x U < 0$  à partir « d’observables » seuls on détermine la valeur seuil de courbure considérée comme significative tel que décrit en section 6.3.1.2. Pour cela on trace la courbe cumulée de courbure des 365 profils en figure 6.14 et la valeur seuil est choisie au point d’inflexion de la courbe

$\partial_x^2 Z = 9,07 \cdot 10^{-7} m^{-1}$ . D'après le proxy décrit en section 6.3.1.2 toutes les zones pour lesquelles  $\partial_x^2 Z > seuil$  doivent être caractérisées par  $\partial_x^2 Z \partial_x U < 0$ . Ceci est vérifié sur la figure 6.16 où l'on montre que pour 93,1% de l'ensemble du domaine espace-temps caractérisé par  $\partial_x^2 Z > seuil$  est aussi caractérisé par  $\partial_x^2 Z \partial_x U < 0$ . Ce proxy représente donc une perspective intéressante pour mieux contraindre les processus d'assimilation de données en vue d'inférer des débits à partir de données télédéteectées.

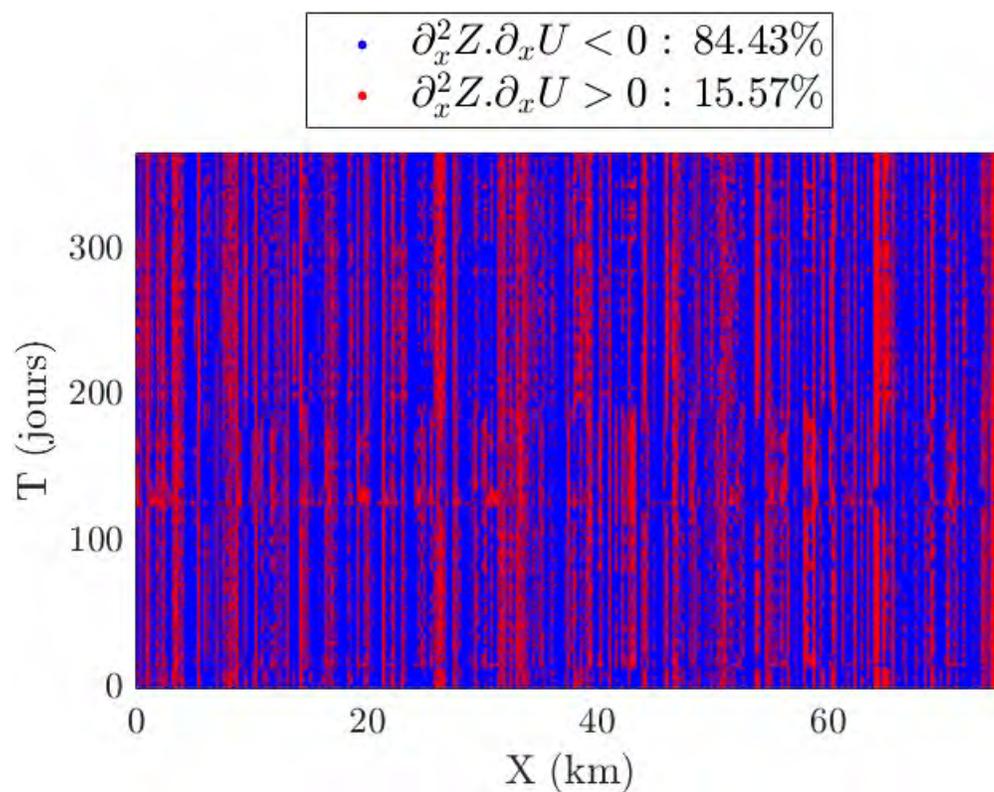


FIGURE 6.14 – Signe  $\partial_x^2 Z \partial_x U$  sur l'ensemble du domaine espace temps de la Garonne.

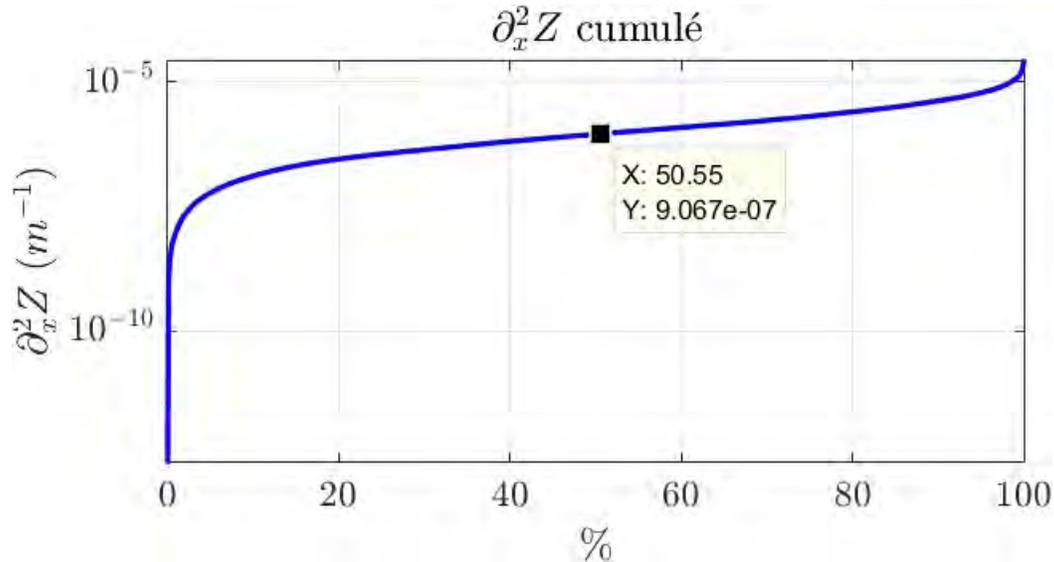


FIGURE 6.15 – Courbe cumulée de la courbure de la surface libre sur l’ensemble du domaine et des simulations dont l’axe des ordonnées est tracée en échelle logarithmique.

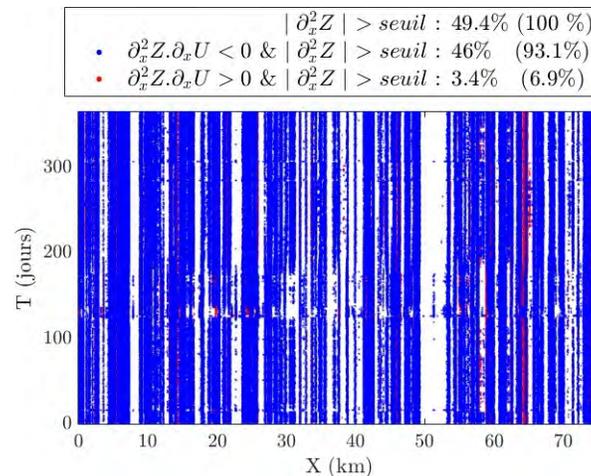


FIGURE 6.16 – Identification des zones pour lesquelles  $\partial_x U$  et  $\partial_x^2 Z$  sont de signes opposés à partir de l’analyse de la courbure de la surface libre.

### 6.3.2 Ondes de crue

La théorie de la propagation des crues dans les cours d’eau est basée sur les équations de Saint-Venant qui décrivent les écoulement non permanents et non uniformes. Bien que les équations de Saint-Venant impliquent déjà des approximations afin de simplifier

la formulation mathématique du phénomène, il est possible dans certains cas de négliger certains termes et ainsi proposer des formulations simplifiées et réalistes décrivant la propagation de l'onde.

Tel que décrit au chapitre 2 (cf. Graf, 1996; Thual, 2010) lorsque la pente du canal est assez forte la propagation de l'onde peut être décrite par l'approximation de l'onde cinématique. Ce modèle est obtenu en négligeant les termes inertiels et de pression dans le système d'équations de Saint-Venant (cf. équation 2.11). Dans ce cas une intumescence  $\tilde{h}$ , résultant d'une variation rapide du débit, est advectée à la vitesse  $c_k$  (cf. figure 6.17.a).

Lorsque la pente du canal ainsi que la vitesse d'écoulement deviennent plus faibles la propagation d'une onde de crue peut être décrite par le modèle d'onde diffusante. Dans ce modèle les termes inertiels sont négligés et le modèle décrit l'équilibre entre le gradient de pression, le frottement et la force motrice. Dans ce cas une intumescence  $\tilde{h}$  est advectée à la vitesse  $c_k$  mais l'amplitude de la crue décroît au cours du temps (cf. figure 6.17.b).

Lorsque l'onde de crue peut être décrite par ces modèles, il existe pour certaines géométries de canaux, un lien simple entre la vitesse d'advection et la vitesse d'écoulement tel que  $c_k = c_{forme}U$  où le coefficient  $c_{forme}$  dépend de la forme de la section et  $U$  est la vitesse moyennée sur la section (cf. chapitre 2).

La propagation d'une intumescence est observable à partir du suivi des variables de surface, notamment  $h$  ou  $Z$ . Ces intumescences pourraient potentiellement être observables par satellite, par exemple grâce à des mesures distribuées en espace et en temps de variabilités de lignes d'eau. On souhaite donc proposer une étude préliminaire pour la caractérisation de vitesses de propagation d'ondes (et du lien à la vitesse de l'écoulement) dans un contexte d'observation des surfaces libres en analysant ici si ces modèles simplifiés dérivés pour des canaux uniformes restent valable pour :

1. Des canaux non prismatiques et affectés par des variabilités complexes de la géométrie tel que définies en section 6.1.
2. Des canaux dont l'inclinaison de référence est de l'ordre de  $\partial_x Z_{b0} = -10cm.km^{-1}$  et  $\partial_x Z_{b0} = -1cm.km^{-1}$ .

On se restreint donc à deux canaux pour cette étude : le canal 1 ( $\partial_x Z_{b0} = -10cm.km^{-1}$ ) et le canal 3 ( $\partial_x Z_{b0} = -1cm.km^{-1}$ ).

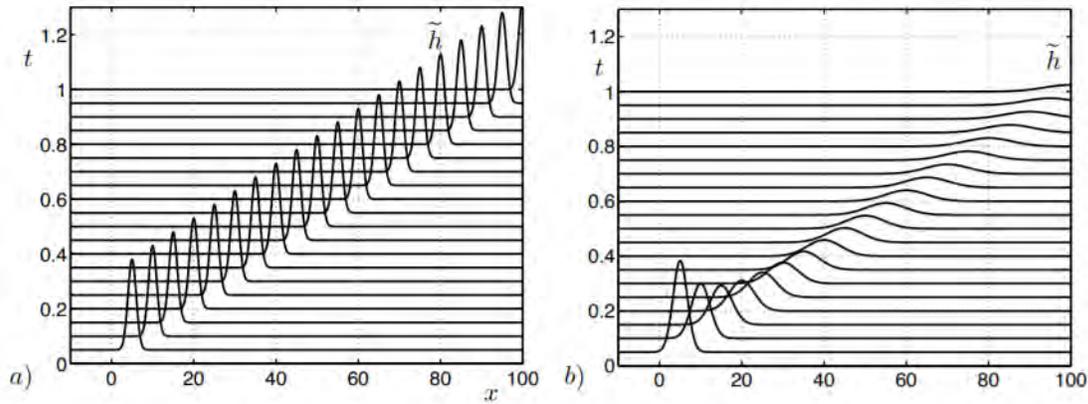


FIGURE 6.17 – Schéma de principe de la propagation d’une onde de crue a) cinétique b) diffusante d’après Thual (2010).

Les formulations de la vitesse d’advection  $c_k$  sont classiquement proposées dans la littérature pour des sections rectangulaires, triangulaires ou paraboliques d’ordre 2 (cf. chapitre 2; Graf, 1996) et en utilisant la formulation de Manning-Strickler pour paramétrer les frottements (cf. loi 2.10). En plus des formulations classiques proposées dans la littérature, nous avons proposé au chapitre 2 une formulation pour un canal dont les sections sont paramétrées par une loi puissance  $A = ah^b$ . Les vitesses  $c_k$  obtenues sont rappelées dans le tableau 6.1.

	Manning
Rectangle	$5/3U$
Triangle	$4/3U$
Parabole ordre 2	$13/9U$
Loi puissance d’exposant $b$	$\frac{(b + 2/3)}{b}U$

TABLE 6.1 – Valeurs de  $c_k$  en fonction de la géométrie du canal (cf. chapitre 2).

Afin de suivre la propagation du pic de la crue on définit pour chaque section  $x_i$  l’écart maximum de l’altitude de la surface libre  $Z(x_i, t)$  à la moyenne temporelle de  $\overline{Z(x_i)}$ . L’écart entre  $Z(x, t)$  et  $\overline{Z(x)}$  est noté  $Z_{anomalie}(x, t)$  et calculé tel que :

$$Z_{anomalie}(x_i, t_j) = Z(x_i, t_j) - \frac{1}{N_T} \sum_{j=1}^{N_T} Z(x_i, t_j) \quad (6.16)$$

$\forall i \in [1..N]$  et  $\forall j \in [1..N_T]$  avec  $N$  étant le nombre de sections transversales et  $N_T$  le nombre de simulations.

On représente sur la figure 6.18.d la propagation de la crue en terme d'anomalie d'altitude de surface libre  $Z_{anomalie}$  sur le domaine spatio-temporel simulé. La figure 6.18.a représente le cas test 1. La figure 6.18.b représente l'anomalie de  $Z$  dans le temps à une section donnée  $Z_{anomalie}(x = 50km, t)$  et la figure 6.18.c représente l'anomalie de  $Z$  dans l'espace à un instant donné  $Z_{anomalie}(x, t = 5, 5jours)$ .

Pour chaque station  $x_i$  le maximum de  $Z_{anomalie}$ , noté  $Z_{max}$ , est identifié et représenté par les points noirs sur la figure 6.18.d. On remarquera que la fine résolution spatiale et temporelle permet de clairement identifier la propagation de l'onde pour les deux cas étudiés (cf. figure 6.19).

L'inspection visuelle de ces figures montre que la tendance moyenne de  $Z_{max}$  est plus faible pour le cas 1 qui est plus pentu et de rugosité égale au cas 3, ce qui veut dire que la célérité de propagation moyenne de l'onde est plus rapide pour le cas 1.

On remarque que les contractions de largeur entre  $X = [5; 25]km$ ,  $X = [100; 125]km$ , et  $X = [150; 175]km$  induisent un marnage important de la hauteur d'eau, très visible pour le cas 1. Il est intéressant de remarquer que la contraction entre  $X = [250; 275]km$  n'induit pas de marnage important car elle est combinée à une rupture de pente. En revanche la moyenne de cette anomalie (trait noir) est davantage affectée par les singularités géométriques pour le canal le moins pentu.

Chapitre 6. Visibilité géomorphologique et caractérisations de vitesses à partir des signaux de surface libre

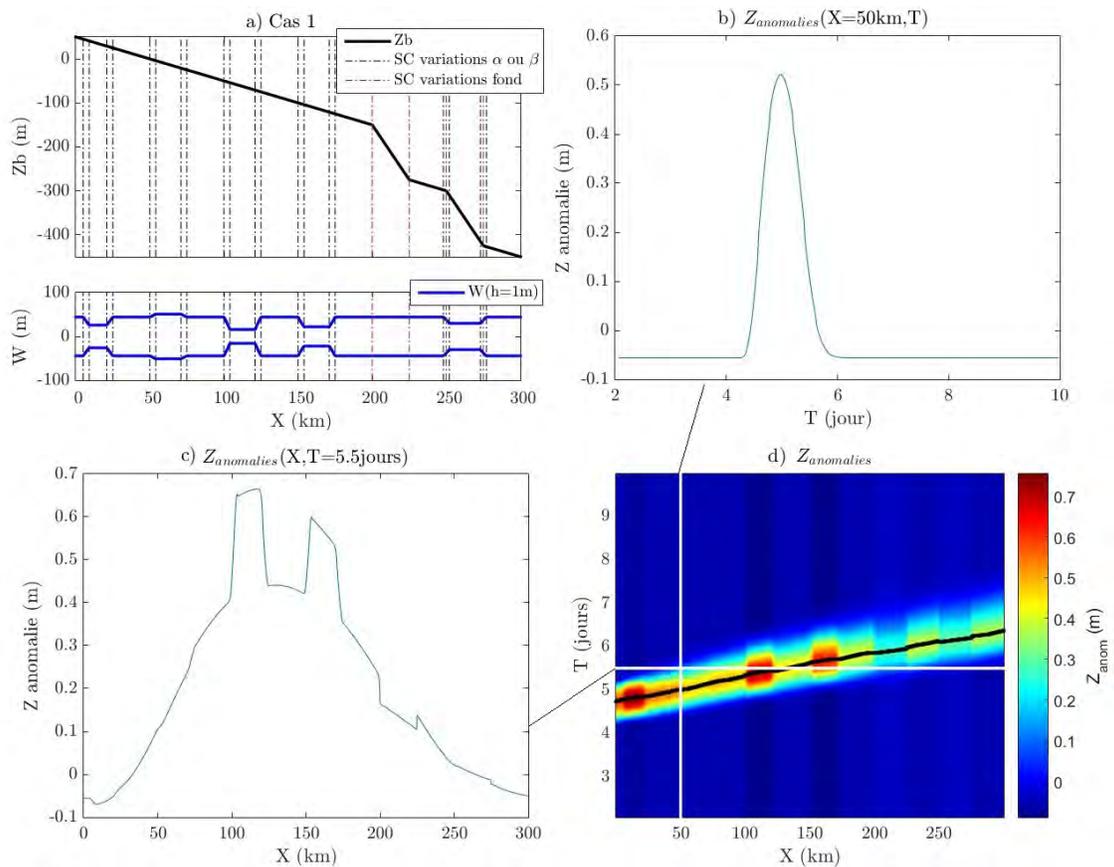


FIGURE 6.18 – a) Cas test 1. b)  $Z_{anomalie}(x = 50km, t)$ . c)  $Z_{anomalie}(x, t = 5,5jours)$ . d)  $Z_{anomalie}(x, t)$ ; les points noirs indiquent le maximum de  $Z_{anomalies}$  noté  $Z_{max}$  pour chaque  $x$ .

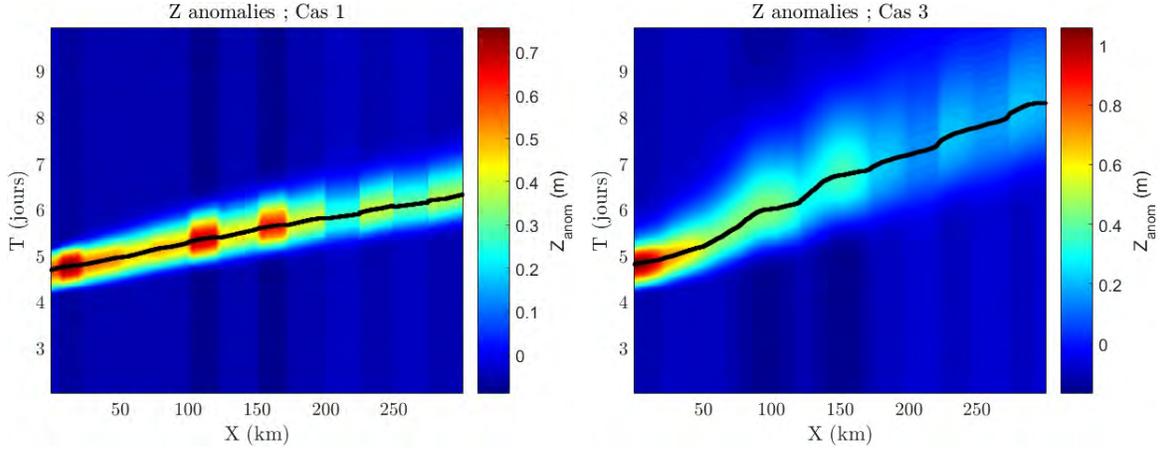


FIGURE 6.19 –  $Z_{anomalie}$  du cas 1 ( $\partial_x Z_{b0} = -10 \text{ cm.km}^{-1}$ ) et cas 2 ( $\partial_x Z_{b0} = -1 \text{ cm.km}^{-1}$ ). Les points noirs indiquent le maximum de  $Z_{anomalies}$  noté  $Z_{max}$  pour chaque  $x$ .

L'identification de  $Z_{max}$  à chaque station permet l'estimation directe d'une célérité locale de propagation  $c_k$  calculée par différence finies entre la distance parcourue entre chaque station et l'instant d'observation :

$$c_k(x_{i+1/2}) = \frac{x_{i+1} - x_i}{T(Z_{anomalie}(x_{i+1})) - T(Z_{anomalie}(x_i))} \quad (6.17)$$

avec  $T(x_i)$  en [s] l'instant d'observation du  $Z_{max}$  à la station  $x_i$ .

A partir des définitions de  $c_k$  (cf. tableau 6.1) on calcule la vitesse moyenne  $\overline{U_{est}(Z_{max})}$  sur le domaine. On rappelle que pour une section paramétrée par une loi puissance d'exposant  $b$  la vitesse moyenne se calcule de la façon suivante :

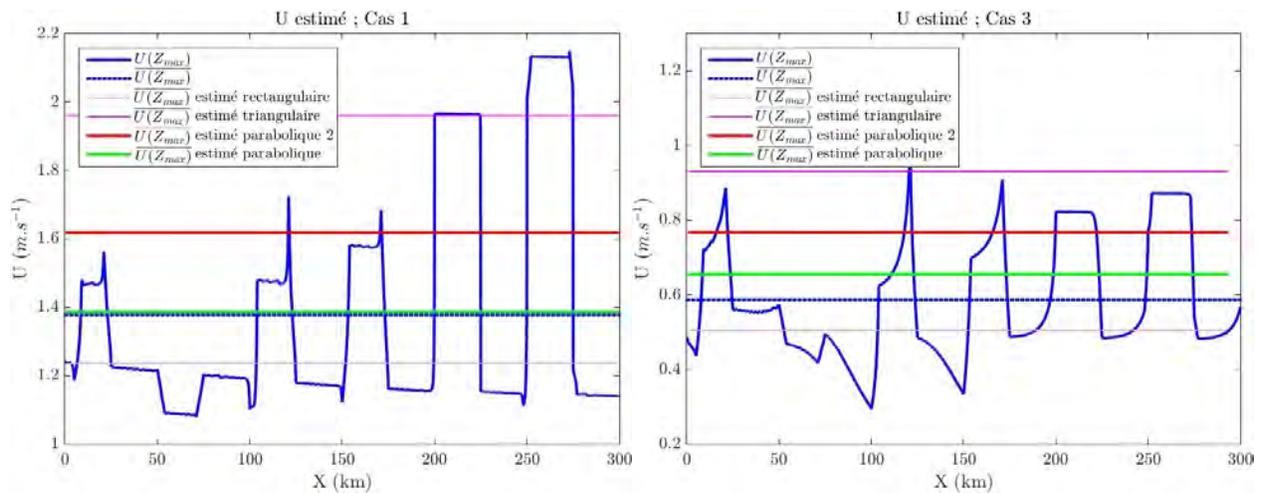
$$\overline{U_{est}(Z_{max})} = \frac{\bar{b}}{(\bar{b} + 2/3)} \bar{c}_k \quad (6.18)$$

dont l'exposant  $b$  de la loi  $A_h = ah^b$  est ici parfaitement connu.

On représente sur la figure 6.20 la vitesse moyenne  $\overline{U(Z_{max})}$  et les vitesses moyennes  $\overline{U_{est}(Z_{max})}$  estimées à partir des formulations de  $c_k$  pour une géométrie rectangulaire, triangulaire, parabolique et définie par une loi puissance d'exposant  $b$  (cf. tableau 6.1). Tel que remarqué plus haut la vitesse moyenne de propagation est logiquement inférieure pour le cas 3 qui est moins pentu. Dans les deux cas la vitesse locale augmente au passage des contractions de largeur entre  $X = [5; 25] \text{ km}$ ,  $X = [100; 125] \text{ km}$ , et  $X = [150; 175] \text{ km}$ ;

de l'augmentation locale de la pente de fond entre  $X = [200; 225]km$  et de l'augmentation locale de la pente de fond associée à une contraction de largeur entre  $X = [250; 275]km$ .

On montre que  $\overline{U_{est}(Z_{max})}$  estimée avec la formulation de  $c_k$  correspondant à des sections en travers paramétrées par une loi puissance 6.5 d'exposant  $b$  (traits verts) donne dans ces deux cas de bonnes estimations de  $\overline{U(Z_{max})}$  (traits pointillés bleus) avec une différence moyenne de  $0,0008m.s^{-1}$  pour le cas 1 et  $0.06m.s^{-1}$  pour le cas 3.



$\overline{U_{est}(Z_{max})} - \overline{U(Z_{max})}$	Rectangle	Triangle	Parabole ordre 2	Loi puissance d'exposant $b$
Cas 1	-0,14	0,58	0,24	0,0008
Cas 3	-0,08	0,34	0,18	0,06

FIGURE 6.20 – Vitesse moyenne  $\overline{U(Z_{max})}$  et vitesses moyennes  $\overline{U_{est}(Z_{max})}$  estimées à partir des formulations de  $c_k$  pour une géométrie rectangulaire, triangulaire, parabolique d'ordre 2 et définie par une loi puissance d'exposant  $b$  (cf. tableau 6.1) pour le cas 1 (figure gauche) et le cas 3 (figure droite). On notera de petites oscillations sur le profil de vitesse qui pourraient être dues à l'utilisation du schéma implicite. Un pas de temps plus réduit permettrait de réduire probablement ces oscillations. Le tableau regroupe l'écart entre la vitesse estimée moyenne  $\overline{U_{est}(Z_{max})}$  et la vitesse moyenne de référence  $\overline{U(Z_{max})}$  pour chaque cas et à partir de chaque formulation de  $c_k$ .

## 6.4 Aprioris de formes appliqués au cas Garonne pour l'estimation de vitesses d'onde

Dans la section précédente (section 6.3.2) nous avons montré qu'il est possible d'estimer des vitesses moyennes d'écoulement réalistes lors de propagation d'ondes à partir « d'observables » de surface au travers des formulations classiques de  $c_k$  et de celle proposée pour un canal de sections paramétrées par une loi puissance d'exposant  $b$  (cf. chapitre 2). Ces formulations, dérivées pour des canaux uniformes, ont été appliquées à des écoulements en canaux non uniformes et nous avons montré qu'une valeur moyenne de  $b$  sur l'ensemble du domaine conduisait à des résultats satisfaisants pour estimer la vitesse moyenne de l'écoulement lors du déplacement du pic de la crue.

On propose d'appliquer cette méthode au cas de la Garonne. En section 6.2.3 nous avons estimé la bathymétrie  $Z_{b,est}$ , le coefficient  $\alpha_{est}$  et l'exposant  $\beta_{est}$  de la loi 6.6 dont on rappelle l'expression :  $Z_{obs} = \alpha_{est} (W_{obs}/2)^{\beta_{est}} + Z_{b,est}$ . En introduisant la valeur de  $\beta_{est}$  dans l'équation 6.8 nous en déduisons la valeur de l'exposant  $b$  de la loi 6.3 ( $A_h = ah^b$ ) noté  $b_{est}$  dont la valeur moyenne est estimée à  $\overline{b_{est}} = 1,27$ .

Une crue est propagée dans le canal Garonne élaboré au chapitre 4 (de sections paraboliques d'aires équivalentes aux sections réelles ; cf. figure 6.2.a). La condition limite amont de débit est fixé par l'hydrogramme représenté sur la figure 6.2 et à l'aval par la profondeur normale. Les lignes d'eau sont simulées avec DassFlow (DassFlow-1D 2018) avec un schéma de Preissmann. Le pas d'espace est fixé  $\Delta X = 10m$ , le pas de temps  $\Delta T = 3600s$  et le coefficient de frottement  $K = 30m^{1/3}s^{-1}$ .

On représente sur la figure 6.21 la propagation de la crue en terme de  $Z_{anomalie}$ . Le maximum de l'anomalie  $Z_{max}$  en chaque section (points noirs figure 6.21) représente le déplacement du pic de la crue. Afin d'estimer la vitesse d'advection moyenne  $\overline{c_k}$  une droite est ajustée dans le nuage de point noir. Ensuite, la vitesse moyenne de l'écoulement lors du déplacement du pic de crue  $\overline{U_{est}(Z_{max})}$  est estimée à partir de la définition de  $c_k$  (cf. tableau 6.1) pour une section paramétrée par une loi puissance d'exposant  $b$ . On obtient  $\overline{U_{est}(Z_{max})} = 1,05m.s^{-1}$  contre  $\overline{U_{ref}(Z_{max})} = 0,99m.s^{-1}$ .

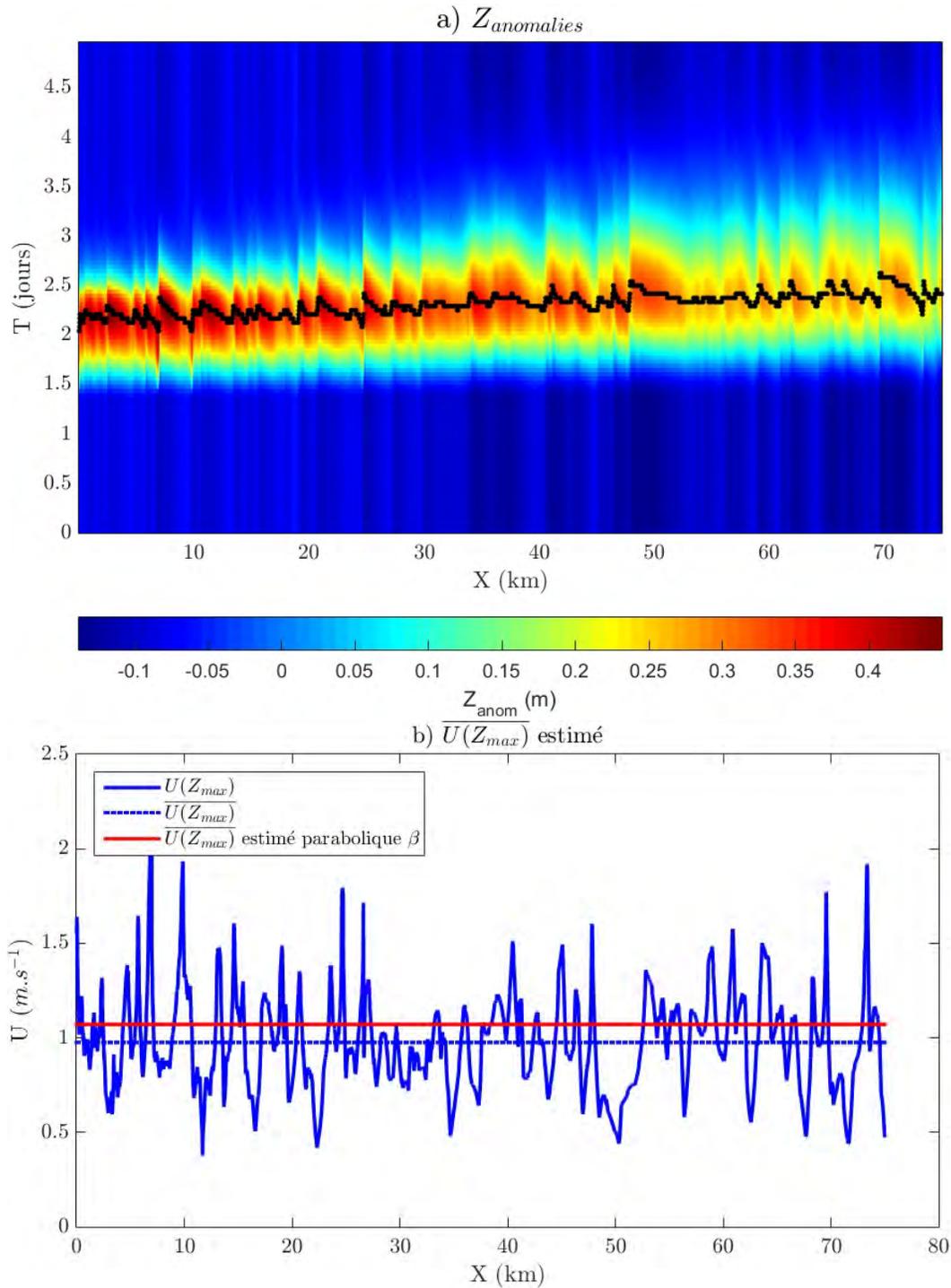


FIGURE 6.21 – Déplacement du maximum de  $Z$

À partir de la bathymétrie estimée ( $Z_{b,est}$ ) en section 6.2.3, on estime que la profondeur

#### 6.4. Aprioris de formes appliqués au cas Garonne pour l'estimation de vitesses d'onde

moyenne au cours de la propagation de la crue est  $\overline{h_{est}(Z_{max})} = 2,11m$  contre  $\overline{h_{ref}(Z_{max})} = 2,43m$ . De cette profondeur moyenne nous estimons l'aire hydraulique moyenne telle que  $\overline{A_{h,est}(Z_{max})} = \overline{a_{est} h_{est}(Z_{max})^{b_{est}}} = 174m^2$  contre  $\overline{A_{h,ref}(Z_{max})} = 168m^2$ .

A partir de ces estimations de vitesse et de profondeur, on propose d'estimer :

- Un débit moyen lors du déplacement du pic de la crue.
- Un coefficient de rugosité moyen.

D'après la définition du débit on calcul  $\overline{Q_{est}(Z_{max})} = \overline{A_{h,est}(Z_{max})} \cdot \overline{U_{est}(Z_{max})} = 183m^3 \cdot s^{-1}$  contre  $\overline{Q_{ref}(Z_{max})} = 153m^3 \cdot s^{-1}$ .

La rugosité moyenne sur l'ensemble du domaine est estimée à partir de la formulation de Manning-Strickler pour paramétrer les frottements (cf. loi 2.10) :

$$U = KR_h^{2/3} I^{1/2} \quad (6.19)$$

Tel que vu au chapitre 2 on ne peut pas exprimer  $R_h$  analytiquement pour une section paramétrée par la loi puissance  $A_h(h) = ah^b$  (car  $P_h$  ne peut pas l'être). Nous avons proposé dans ce chapitre une approximation pour les grands fleuves : par définition  $W < P_h < W + 2h$  et aux échelles de rivières qui nous intéressent la largeur est supérieure à  $100m$  donc  $W \gg h$ . Il est donc réaliste de considérer que  $P_h \approx W$  (cf. chapitre 2 pour plus de précisions). Le rayon hydraulique d'écoulements de grands cours d'eau est donc exprimé tel que :  $R_h = \frac{A_h}{P_h} \approx \frac{A_h}{W}$ . En introduisant la définition de l'air des sections transversales du

canal  $A_h = ah^b$  et celle de la largeur  $W = abh^{b-1}$  le rayon hydraulique devient :  $R_h \approx \frac{A_h}{W} = \frac{h}{b}$  et donc l'équation 6.19 devient :

$$U = Kh^{2/3} b^{-2/3} I^{1/2} \quad (6.20)$$

et donc

$$K = \frac{U}{h^{2/3} b^{-2/3} I^{1/2}} \quad (6.21)$$

Les valeurs moyennes estimées sont regroupées dans le tableau 6.2. On rappelle que toutes les valeurs de la colonne de droite ont été estimées à partir « d'observables » seulement et sont comparées aux vraies valeurs (colonne gauche). On montre que toutes les valeurs moyennes sont estimées de manière très réaliste sur cette portion de la Garonne. Cette méthode pourrait donc être d'intérêt, notamment en terme d'estimation de bathymétrie, de friction ou de débits moyens aprioris à partir « d'observables » de surface seulement mais une étude sur plusieurs cas contrastés reste requise.

	Valeur moyenne de référence	Valeur moyenne estimée
$\overline{U(Z_{max})} [m.s^{-1}]$	0,99	1,05
$\overline{h(Z_{max})} [m]$	2,43	2,11
$\overline{b} [m]$	1,64	1,27
$\overline{I} [m.m^{-1}]$	$8,56.10^{-4}$	$8,63.10^{-4}$
$\overline{K} [m^{1/3}s^{-1}]$	25,68	29,63
$\overline{A_h(Z_{max})} [m^2]$	168	174
$\overline{Q(Z_{max})} [m^3.s^{-1}]$	153	183

TABLE 6.2 – Valeurs moyennes estimées de  $\overline{b}$  et  $\overline{I}$  et  $\overline{K}$  sur l'ensemble du domaine et  $\overline{U}$ ,  $\overline{h}$ ,  $\overline{A_h}$  et  $\overline{Q}$  lors de la propagation de la crue.

## 6.5 Conclusion

Nous nous sommes intéressés dans ce chapitre au problème d'estimation de grandeurs et paramètres hydrauliques, en particulier la bathymétrie-friction, à partir « d'observables » de surface. En effet, l'estimation de débits à partir d'observations télédéteectées (type SWOT) reste une question difficile, notamment dans le cas de bathymétries et frictions inconnues. Dans ce contexte nous avons exploré plus en détail l'analyse des signaux de surface afin de : 1- Évaluer le potentiel d'estimation de bathymétries équivalentes à partir de variations de largeur au miroir et d'altitude de la surface libre ( $Z, W$ ). 2- Investiguer la possibilité de proposer des caractérisations sur la vitesse d'écoulement.

Dans un premier temps le potentiel de « visibilité géomorphologique » a été exploré. A partir de largeurs référencées en altitude un estimateur de géométries effectives a été proposé. Cet estimateur a permis d'inférer une bathymétrie réaliste d'un bief de 70km de la Garonne. L'estimateur est testé sur une géométrie réelle et ouvre des perspectives encourageantes en terme de « visibilité géomorphologique » à partir de d'observations de surface.

Dans un second temps nous nous sommes intéressés aux vitesses d'écoulement. Un proxy basé sur la courbure de la surface libre a été proposé permettant d'identifier, sur une

grande partie du domaine, le signe des variations spatiales de la vitesse d'écoulement. Ensuite, une attention particulière a été portée à l'étude de la déformation (observable) de surface libre due à la propagation d'un hydrogramme. Des ordres de grandeur de vitesse moyenne de propagation d'ondes de crue ont été estimés à partir « d'observables » seulement. De plus, à partir des aprioris de formes et de vitesse nous avons proposé une estimation des variables d'écoulement (aire hydraulique, profondeur, débit) moyenne lors du passage de la crue et du coefficient de rugosité.

Ces dernières considérations ouvrent donc des perspectives intéressantes pour l'observation d'ondes de crues par satellite dont la résolution spatiale et temporelle ne permet pas d'identifier des ordres de grandeurs de vitesses d'écoulement  $U$  réalistes. Une étude sur cas contrastés et adaptée au paterne d'observations télédéetectées reste cependant requise.



# Chapitre 7

## Conclusion et perspectives

Les nouvelles technologies d'observation, notamment satellitaires, permettent des mesures de plus en plus fines des surfaces en eau continentales. Elles ont récemment permis d'observer les variabilités longitudinales des profils de surface libre des cours d'eau soit de manière très hétérogènes en temps et en espace (altimétrie actuelle) soit de manière très résolues (spatialement avec les GPS) mais pour seulement quelques cours d'eau sur la planète. C'est dans ce contexte que la future mission satellitaire SWOT promet d'apporter des mesures des variabilités spatio-temporelles de surface des cours d'eau à l'échelle quasi-globale.

Cette thèse s'est intéressée à l'analyse du signal hydraulique contenu dans les mesures (télé-détectées ou non) des variabilités spatio-temporelles de la surface libre des écoulements en cours d'eau, de l'échelle hydrodynamique locale au droit d'une section et à l'échelle globale du réseau hydrographique.

L'analyse des variabilités des signaux de surface libre est réalisée à partir de modélisations hydrauliques 1D en régime fluvial sur des cas synthétiques représentatifs de variations typiques de géométrie et friction et ce pour une gamme étendue de cours d'eau observables par satellite. Dans certaines conditions, les singularités géométriques (largeur, pente, section), de rugosité ou hydrologiques (remous) provoquent des variabilités de surface libre très visibles et ces ondulations se traduisent par une forte variabilité des profils de pente et de courbure. La caractérisation de l'influence de ces sections de contrôle hydraulique, définies comme les sections où l'écart entre la profondeur et la hauteur normale est localement maximal, sur les signaux de surface libre a permis de dégager des déformations types et leurs ordres de grandeur. Au voisinage d'une section de contrôle, nous avons montré que le profil de la surface est marqué par un point d'inflexion ou un extremum local de courbure. Nous avons vu qu'en présence de variations locales de la pente du fond et/ou de la friction, les variabilités de surface, et particulièrement du signal de courbure,

seront moins importantes pour des écoulements dont les débits ou les conditions aux limites sont d'intensités croissantes. Ceci a permis de mettre en évidence les propriétés de « filtrage » de la bathymétrie par un écoulement qui se manifeste par des variabilités de surface libre (notamment la courbure) plus faibles lorsque le débit augmente. Lors de variations de section du canal les variabilités de surface libre seront plus importantes pour des débits croissants mais moins pour des contrôles aval d'intensité croissante. Dans tous les cas (variations de pente, rugosité ou forme), lorsque la condition limite de hauteur d'eau à l'aval croît, l'effet d'une singularité sur la surface libre a tendance à être masqué et la signature de la singularité sur la surface de l'écoulement peut se déplacer vers l'amont.

Nous avons montré que la courbure de la surface libre d'un écoulement est un « observable » permettant de caractériser certains comportements hydrauliques et d'identifier des sections de contrôles. Les stratégies de segmentation à partir d'observables de surface sont ainsi développées à partir de considérations sur la courbure des surfaces libres, avec pour objectif de préserver au mieux le signal hydraulique et ses non-linéarités pour plusieurs régimes d'écoulement. La méthode développée qui est la plus performante, aux échelles de télédétection considérées, est celle basée sur les extrema locaux du signal de courbure qui reflètent la présence d'un fort contrôle hydraulique local. Cette méthode est élaborée et testée à partir de sorties de modèles hydrauliques sur des cas synthétiques et réels « bien jaugés » puis appliquée à des profils de surface in-situ de la rivière Negro longs d'environ 1000km. On met également en avant sur ce cours d'eau amazonien un remous, dû au fonctionnement de la confluence Negro-Solimoes, et pouvant remonter sur près de 500km à l'amont. Dans cette configuration, la courbure à grande échelle du profil de surface de la rivière Negro est positive sur des centaines de kilomètres. La segmentation et l'analyse des courbures a permis de mettre en évidence l'influence de changement de grandes variations de largeur à l'aval.

Plusieurs échelles de variabilités hydrauliques (et donc de segmentation) ont été mise en évidence. Une limite fine/large échelle est mise en évidence par l'analyse spectrale des profils de pente (variable observable) de la surface libre. À large échelle, les variabilités spatiales de l'écoulement sont influencées par les caractéristiques hydrologiques et géomorphologiques (généralement issues de processus long) telles que les importantes variations de largeur ou de pente ou encore les remous tels que ceux dus au fonctionnement de la confluence Negro-Solimoes.

L'analyse hydraulique des profils et la méthode de segmentation, qui sont basées sur le signal de courbure, va fortement dépendre de la qualité des profils de surface libre. Étant donné les bruits de mesure en jeu en télédétection, une méthode de « débruitage » physique a été développée et notamment pour les futures données SWOT. Elle est basée sur des considérations hydrauliques associées à un traitement en ondelettes. Les décompo-

---

sitions en ondelettes se révèlent particulièrement bien adaptées aux signaux de surface libre car elles permettent un « débruitage » localisé en espace. L'identification du bruit est basée sur des considérations hydrauliques qui permettent de localiser les zones potentiellement bruitées. Ces zones sont ensuite « débruitées » de manière itérative et locale. La méthode, comparée aux méthodes classique de « débruitage » de la littérature, offre plusieurs avantages : 1- Elle se révèle beaucoup plus efficace pour des profils affectés par des bruits non gaussiens tels que les profils attendus des produits SWOT. 2- Contrairement aux méthodes classiques elle offre l'avantage d'être entièrement automatique. 3- Les décompositions en ondelettes induisent très peu d'oscillations artificielles et n'introduisent donc quasiment pas de signal artificiel de courbure, propriété fondamentale pour une analyse basée sur ce signal. 4- Du fait qu'elle soit basée sur des considérations hydrodynamiques la méthode n'introduit pas de contres pentes qui sont considérées comme du signal non physique aux échelles de détection de SWOT.

La dernière partie de la thèse s'intéresse au problème d'estimation du débit au travers de l'estimation de bathymétrie-friction à partir « d'observables » de surface seuls. Des méthodes permettant de mieux contraindre les aprioris sur la friction et la bathymétrie (non observables) et potentiellement des processus d'assimilation de données de surface sont proposées. Dans un premier temps, un estimateur de géométries effectives est proposé sur la base des couples altitude-largeur observés. Cet estimateur permet d'estimer une bathymétrie réaliste d'un bief de  $70km$  de la Garonne et pourrait être d'intérêt pour améliorer l'estimation de bathymétries équivalentes à partir des données de la future mission SWOT. Dans un second temps nous nous sommes intéressés aux vitesses d'écoulement, on montre en particulier qu'il est possible d'identifier le signe de la variation spatiale de la vitesse de l'écoulement à l'aide de la courbure sur une partie importante du domaine. Ensuite, une attention particulière est portée à l'étude de la déformation (observable) de surface libre due à la propagation d'une onde de crue. L'observation de cette déformation a permis d'estimer des ordres de grandeur de vitesse moyenne (sur le domaine) d'écoulement à partir d'aprioris de formes réalistes et « d'observables » seulement. Ces estimations de forme et de vitesse d'écoulement à partir « d'observables » seuls ont permis d'estimer un coefficient de rugosité moyen réaliste sur le cas réel du tronçon de la Garonne ainsi que le débit moyen de la crue. Ces considérations mettent donc en évidence la possibilité d'estimer des variables hydrauliques clés à partir « d'observables » seuls en vue d'établir des contraintes physiques pour une meilleure estimation du débit.

Ces dernières conclusions ouvrent des perspectives intéressantes pour l'estimation de vitesses de propagation d'ondes de crues à l'aide de données satellites. On montre sur la figure 7.1 la vitesse de propagation du maximum de  $Z$  estimée à partir de données altimétriques actuelles sur la rivière Negro. Le maximum de  $Z$  observé est identifié pour

chaque cycle hydrologique (points rouges) et la vitesse moyenne de propagation du pic estimée est comprise ici entre  $0,097m.s^{-1}$  et  $0,206m.s^{-1}$ . Ces valeurs ne sont pas réalistes et souffrent de la faible résolution temporelle de l'altimétrie actuelle mais augurent du fort potentiel d'estimation de ces vitesses de propagations de crue en utilisant les futures données SWOT alliées à d'autres observations altimétriques et potentiellement d'autres capteurs.

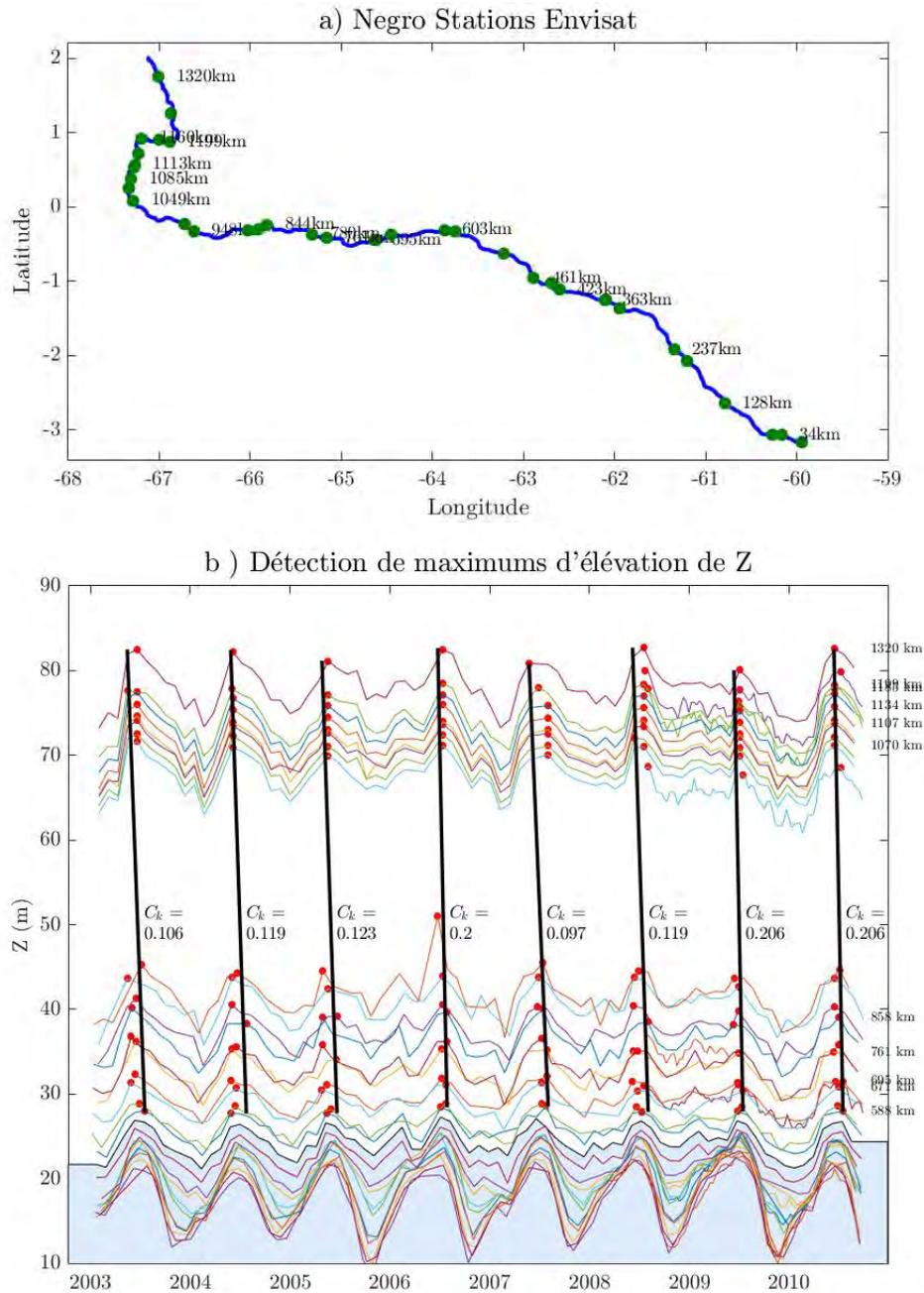


FIGURE 7.1 – a) Linéique de la rivière Negro long de 1307km. Les stations virtuelles Envisat sont indiquées par les points verts. b) Séries temporelles de hauteurs d'eau mesurées par Envisat. Pour chaque cycle hydrologique les maximums d'élévation Z sont indiqués par les points rouges. La vitesse moyenne de propagation du pic, notée  $c_k$  en  $[m.s^{-1}]$  est estimée en calculant le rapport distance parcourue sur temps de propagation. La zone bleu représente la zone d'influence du Solimoes-Amazon et n'est pas prise en compte pour le calcul de  $c_k$ .



# Bibliographie

Abdallah, M., 2005. Sur les méthodes de discrétisation numérique de problèmes hyperboliques non linéaires appliquées aux équations de barré de saint-venant pour la modélisation de l'hydraulique en réseau d'assainissement. Ph.D. thesis, these de doctorat dirigée par Mosé, Robert Sciences de l'ingénieur Strasbourg 1 2005.

URL <http://www.theses.fr/2005STR13144>

Allen, G. H., Pavelsky, T. M., 2018. Global extent of rivers and streams. *Science* 361, 585–588.

Alsdorf, D. E., Lettenmaier, D. P., 2003. Tracking fresh water from space. *Science* 301 (5639), 1491–1494.

URL <http://www.sciencemag.org/content/301/5639/1491.short>

Alsdorf, D. E., Smith, L. C., Melack, J. M., Feb 2001. Amazon floodplain water level changes measured with interferometric sir-c radar. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing* 39 (2), 423–431.

Ambroise, B., 1999. La dynamique du cycle de l'eau dans un bassin versant : processus, facteurs, modèles. Éd. HGA.

URL <https://books.google.fr/books?id=e8agGQAACAAJ>

Ancey, C., 2018. Hydraulique à surface libre. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne Ecublens.

Anctil, F., 2005. Hydrologie, cheminements de l'eau. Presse internationale polytechniques.

Andreadis, K. M., Schumann, G. J.-P., 2014. Estimating the impact of satellite observations on the predictability of large-scale hydraulic models. *Advances in Water Resources* 73, 44 – 54.

URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170814001158>

- Ayeb, H., 2014. Le Bassin du Jourdain dans le conflit israélo-arabe. Cahiers du Cermoc (1991-2001). Presses de l'Ifpo.  
URL <https://books.google.fr/books?id=VIkMCwAAQBAJ>
- Baghdadi, N., Zribi, M., 2016a. Observation des surfaces continentales par télédétection I : Agriculture et forêt. Télédétection pour l'observation des surfaces continentales. ISTE/Hermes Science Publishing.  
URL <https://books.google.fr/books?id=rDBjDwAAQBAJ>
- Baghdadi, N., Zribi, M., 2016b. Observation des surfaces continentales par télédétection micro-onde : Techniques et méthodes. Télédétection pour l'observation des surfaces continentales. ISTE Editions.  
URL <https://books.google.fr/books?id=sDBjDwAAQBAJ>
- Bélangier, E., Vincent, A., 2005. Data assimilation (4d-var) to forecast flood in shallow-waters with sediment erosion. Journal of Hydrology 300, 114 – 125.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169404002914>
- Bennis, S., 2007. Hydraulique et hydrologie. desLibris : Books collection. Presses de l'université du Québec.  
URL <https://books.google.fr/books?id=cR-pg1LvBHYC>
- Biancamaria, S., Durand, M., Andreadis, K. M., Bates, P. D., Boone, A., Mognard, N. M., Rodriguez, E., Alsdorf, D. E., Lettenmaier, D. P., Clark, E. A., 2011. Assimilation of virtual wide swath altimetry to improve arctic river modeling. Remote Sensing of Environment 115, 373–381, 2.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0034425710002816>
- Biancamaria, S., Lettenmaier, D. P., Pavelsky, T. M., 2015. The swot mission and its capabilities for land hydrology. Surveys in Geophysics 37 (2), 307–337.  
URL <http://dx.doi.org/10.1007/s10712-015-9346-y>
- Biancamaria, S., Lettenmaier, D. P., Pavelsky, T. M., Mar 2016. The swot mission and its capabilities for land hydrology. Surveys in Geophysics 37 (2), 307–337.  
URL <http://dx.doi.org/10.1007/s10712-015-9346-y>
- Birkett, C., 1998. Contribution of the TOPEX NASA radar altimeter to the global monitoring of large rivers and wetlands. Water Resources Research 34, 1223–1239, 5.
- Birkinshaw, S., O'Donnell, G., Moore, P., Kilsby, C., Fowler, H., Berry, P., 2010. Using satellite altimetry data to augment flow estimation techniques on the mekong river. Hydrological Processes 24 (26), 3811–3825.

- Birkinshaw, S. J., Moore, P., Kilsby, C., O'Donnell, G. M., Hardy, A., Berry, P. A. M., 2012. Daily discharge estimation at ungauged river sites using remote sensing. *Hydrological Processes* 28 (3), 1043–1054.  
URL <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.9647>
- Bjerklie, D. M., Birkett, C. M., Jones, J. W., Carabajal, C., Rover, J. A., Fulton, J. W., Garambois, P.-A., 2018. Satellite remote sensing estimation of river discharge : Application to the yukon river alaska. *Journal of Hydrology* 561, 1000 – 1018.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169418302464>
- Bjerklie, D. M., Dingman, S. L., Vorosmarty, C. J., Bolster, C. H., Congalton, R. G., 2003. Evaluating the potential for measuring river discharge from space. *J. of Hydrology* 278, 17–38.
- Bjerklie, D. M., Moller, D., Smith, L. C., Dingman, S. L., 2005. Estimating discharge in rivers using remotely sensed hydraulic information. *Journal of Hydrology* 309 (1), 191 – 209.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169404005724>
- Blöschl, G., Sivapalan, M., 1995. Scale issues in hydrological modelling : A review. *Hydrological Processes* 9 (3â4), 251–290.  
URL <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/hyp.3360090305>
- Bouffard, J., 11 2007. Amélioration de l'altimétrie cotière appliquée à l'étude de la circulation du bassin nord occidental de la en mer méditerranée. Ph.D. thesis.
- Brakenridge, G. R., Nghiem, S. V., Anderson, E., Chien, S., 2011. Space-based measurement of river runoff. *Eos, Transactions American Geophysical Union* 86 (19), 185–188.  
URL <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1029/2005E0190001>
- Bravard, J.-P., Petit, F., 1997. Les cours d'eau. Dynamique du système fluvial. Armand Colin.
- Brisset, P., Garambois, P.-A., Monnier, J., Roux, H., Sep. 2016. Identifiability and assimilation of sparse altimetry data in 1d saint-venant river models Working paper or preprint.  
URL <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01372286>
- Brisset, P., Monnier, J., Garambois, P.-A., Roux, H., 2018. On the assimilation of altimetric data in 1d saint venant river flow models. *Advances in Water Resources* 119, 41 – 59.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170817302476>

- Burek, P., Satoh, Y., Fischer, G., Kahil, M., Scherzer, A., Tramberend, S., Nava, L., Wada, Y., 2016. Water futures and solution - fast track initiative (final report). IIASA Working Paper. IIASA, Laxenburg, Austria : WP-16-006.
- Butcher, J. C., Jan. 1987. The Numerical Analysis of Ordinary Differential Equations : Runge-Kutta and General Linear Methods. John Wiley & Sons Inc.  
URL <http://www.amazon.com/exec/obidos/redirect?tag=citeulike07-20&path=ASIN/0471910465>
- Cacuci, D., Navon, I., Ionescu-Bujor, M., 2013. Computational Methods for Data Evaluation and Assimilation. EBL-Schweitzer. Taylor & Francis.  
URL <https://books.google.fr/books?id=2Zg0AAAAQBAJ>
- Callède, J., Cochonneau, G., Alves, F., Guyot, J.-L., Guimaraes, V., De Oliveira, E., 2010. Les apports en eau de l'amazone à l'océan atlantique. Revue des sciences de l'eau 23 (3), 247–273.
- Callede, J., Moreira, D., Calmant, S., 2013. Determination de l'altitude du zero des stations hydrometriques en amazonie bresilienne. application aux lignes d'eau des rios negro, solimoes et amazone. Revue des sciences de l'eau 26 (2), 153–171.
- Calmant, S., Seyler, F., 2006. Continental surface waters from satellite altimetry. Comptes Rendus Geoscience 338, 1113 – 1122, la Terre observée depuis l'espace Observing the Earth from space.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071306001210>
- Calmant, S., Seyler, F., Cretaux, J.-F., 2008. Monitoring continental surface waters by satellite altimetry. Surveys in Geophysics 29 (4-5), 247–269.  
URL <http://dx.doi.org/10.1007/s10712-008-9051-1>
- Canova, M., Fulton, J., Bjerklie, D., 2016. Usgs hydroacoustic dataset in support of the surface water oceanographic topography satellite mission (hydroswot). U.S. Geological Survey data release.  
URL <http://dx.doi.org/10.5066/F7D798H6>.
- Carrier, M., 1982. Hydraulique générale et appliquée. Eyrolles, Paris, France.
- Castangs, W., Dartus, D., Honnorat, M., Le Dimet, F.-X., Loukili, Y., Monnier, J., 2006. Automatic differentiation : a tool for variational data assimilation and adjoint sensitivity analysis for flood modeling. Lecture Notes in Computational Science and Engineering 50, 249–262.  
URL <https://hal.inria.fr/inria-00259072>

- Castro, A. L. P. d., 2002. Nivelamento através do gps avaliação e proposição de estratégias. Universidade Estadual Paulista (UNESP).  
URL [http://bdtd.ibict.br/vufind/Record/UNSP\\_0e2c902b3a0c483bd25c67ce50ea584b](http://bdtd.ibict.br/vufind/Record/UNSP_0e2c902b3a0c483bd25c67ce50ea584b)
- Chertok, D., Lardner, R., 1996. Variational data assimilation for a nonlinear hydraulic model. *Appl. Math. Modelling* 20, 675–682.
- Chow, V., 1959. *Open-channel Hydraulics*. Mc Graw-Hill, New-York, USA.
- Collishonn, W., Allasia, D., Da Silva, B., TUCCI, C., 2007. The mgb-iph model for large-scale rainfall-runoff modelling. *Hydrological Sciences Journal* 52 (5), 878–895.  
URL <https://doi.org/10.1623/hysj.52.5.878>
- Cretaux, J., Calmant, S., 2017. Altimétrie spatiale sur les eaux continentales. In : *Observation des surfaces continentales par télédétection II : hydrologie continentale. Système Terre-Environnement : Série Télédétection pour l'Observation des Surfaces Continentales*. ISTE, pp. 179–219.  
URL <http://www.documentation.ird.fr/hor/fdi:010071130>
- Cretaux, J., Calmant, S., Romanovski, V., Perosanz, F., Tashbaeva, S., Bonnefond, P., Moreira, D., Shum, C., Nino, F., Bergé-Nguyen, M., Fleury, S., Gegout, P., Abarca-del Rio, R., Maisongrande, P., 07 2011. Absolute calibration of Jason radar altimeters from GPS kinematic campaigns over Lake Issykkul. *Marine Geodesy* 34, 291–318.
- Cretaux, J. F., Letolle, R., Berge-Nguyen, M., 2013. History of Aral Sea level variability and current scientific debates. *Global and Planetary Change* 110, 99–113.  
URL <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00990966>
- Cudlip, W., Ridley, J. K., Rapley, C. G., 1990. The use of satellite radar altimetry for monitoring wetlands. *Remote Sensing and Global Change*.
- DassFlow-1D, 2018. Dassflow computational software : Dassflow : Data assimilation for free surface flows.  
URL <http://www.math.univ-toulouse.fr/DassFlow>
- de Marsily, G., 2012. *Les Eaux continentales*. Académie des sciences. EDP Sciences.  
URL <https://books.google.fr/books?id=R7JRHgfAKoAC>
- Desroches, D., 2016. Extraction de hauteurs d'eau géolocalisées par interférométrie radar dans le cas de swot. Ph.D. thesis, thèse de doctorat dirigée par Massonnet, Didier et Gaspar, Philippe Océan, atmosphère et surfaces continentales Toulouse 3 2016.  
URL <http://www.theses.fr/2016TOU30030>

- Dingman, S. L., 2007. Analytical derivation of at-a-station hydraulic geometry relations. *Journal of Hydrology* 334 (1), 17 – 27.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169406005063>
- Durand, M., Gleason, C. J., Garambois, P. A., Bjerklie, D., Smith, L. C., Roux, H., Rodriguez, E., Bates, P. D., Pavelsky, T. M., Monnier, J., Chen, X., Di Baldassarre, G., Fiset, J.-M., Flipo, N., Frasson, R. P. d. M., Fulton, J., Goutal, N., Hossain, F., Humphries, E., Minear, J. T., Mukolwe, M. M., Neal, J. C., Ricci, S., Sanders, B. F., Schumann, G., Schubert, J. E., Vilmin, L., 2016. An intercomparison of remote sensing river discharge estimation algorithms from measurements of river height, width, and slope. *Water Resources Research* 52 (6), 4527–4549.  
URL <http://dx.doi.org/10.1002/2015WR018434>
- Durand, M., Rodriguez, E., Alsdorf, D. E., Trigg, M., 2010. Estimating river depth from remote sensing swath interferometry measurements of river height, slope, and width. *Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing, IEEE Journal of* 3, 20–31, 1.
- Emery, C. M., Paris, A., Biancamaria, S., Boone, A., Calmant, S., Garambois, P.-A., Santos da Silva, J., 2018. Large-scale hydrological model river storage and discharge correction using a satellite altimetry-based discharge product. *Hydrology and Earth System Sciences* 22 (4), 2135–2162.  
URL <https://www.hydrol-earth-syst-sci.net/22/2135/2018/>
- Finaud-Guyot, P., 2009. Modélisation macroscopique des inondations fluviales et urbaines : Prise en compte des écoulements directionnels et des échanges lit majeur - lit mineur. Ph.D. thesis, these de doctorat dirigée par Delenne, Carole et Guinot, Vincent Mécanique. Génie mécanique. Génie civil Montpellier 2 2009.  
URL <http://www.theses.fr/2009MON20142>
- Finaud-Guyot, P., Garambois, P.-A., 2016. *Hydraulique à surface libre*. Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg.
- Flipo, N., Jun. 2013. Continental hydrosystem modelling for sustainable management of water resources. Habilitation à diriger des recherches, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI.  
URL <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00879449>
- Frappart, F., 2006. *Hydrologie spatiale : développement d'applications pour l'utilisation de la télédétection sur les grands bassins fluviaux*. Ph.D. thesis, thèse de doctorat dirigée par Seyler, Frédérique et Cazenave, Anny Géophysique et télédétection spatiale

- Toulouse 3 2006.  
URL <http://www.theses.fr/2006TOU30013>
- Frasson, R. P. M., Wei, R., Durand, M., T., M. J., Domeneghetti, A., Schumann, G., Williams, B. A., Rodriguez, E., Picamilh, C., Lion, C., Pavelsky, T., Garambois, P., 2017. Automated river reach definition strategies : Applications for the surface water and ocean topography mission. *Water Resources Research* 53 (10), 8164–8186.  
URL <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/2017WR020887>
- Fu, L., Cazenave, A., 2000. *Satellite Altimetry and Earth Sciences : A Handbook of Techniques and Applications*. International Geophysics. Elsevier Science.  
URL <https://books.google.fr/books?id=vMu29usEgb0C>
- Fund, F., Perosanz, F., Testut, L., Loyer, S., 2013. An integer precise point positioning technique for sea surface observations using a gps buoy. *Advances in Space Research* 51 (8), 1311 – 1322, satellite Altimetry Calibration and Deformation Monitoring using GNSS.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S027311771200600X>
- Garambois, P. A., 2012. Etude régionale des crues éclair de l'arc méditerranéen français. elaborations de méthodologies de transfert à des bassins versants non jaugés (phD thesis). Ph.D. thesis, University of Toulouse - INPT.
- Garambois, P.-A., Calmant, S., Roux, H., Paris, A., Monnier, J., Finaud-Guyot, P., Samine Montazem, A., SantosdaSilva, J., 2017. Hydraulic visibility : Using satellite altimetry to parameterize a hydraulic model of an ungauged reach of a braided river. *Hydrological Processes* 31 (4), 756–767, hyp.11033.  
URL <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.11033>
- Garambois, P.-A., Monnier, J., 2015a. Inference of effective river properties from remotely sensed observations of water surface. *Advances in Water Resources* (0), –.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170815000330>
- Garambois, P.-A., Monnier, J., 2015b. Inference of effective river properties from remotely sensed observations of water surface. *Advances in Water Resources* 79, 103 – 120.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170815000330>
- Gejadze, I., Monnier, J., 2007. On a 2d zoom for the 1d shallow water model : Coupling and data assimilation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 196 (45), 4628 – 4643.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0045782507002319>

- Getirana, A., Peters-Lidard, C., 2012. Water discharge estimates from large radar altimetry datasets in the amazon basin. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions* 9 (6), 7591–7611.
- Getirana, A. C., Bonnet, M.-P., Calmant, S., Roux, E., Filho, O. C. R., Mansur, W. J., 2009. Hydrological monitoring of poorly gauged basins based on rainfall runoff modeling and spatial altimetry. *Journal of Hydrology* 379 (3), 205 – 219.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169409006234>
- Ghio, M., Godard, A., 1995. Les activités humaines augmentent-elles les crues. *GéoProdig*, portail d'information géographique.  
URL <http://geoprodig.cnrs.fr/items/show/60793>
- Gleason, C. J., Smith, L. C., 2014. Toward global mapping of river discharge using satellite images and at-many-stations hydraulic geometry. *Proceedings of the National Academy of Sciences* 111 (13), 4788–4791.  
URL <http://www.pnas.org/content/111/13/4788.abstract>
- Graf, W., 1996. *Hydraulique fluviale*. Presses Polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse.
- Gupta, H. S., 1998. Water Resources Research TI -. Toward improved calibration of hydrologic models : Multiple and noncommensurable measures of information 34, Toward improved calibration of hydrologic models : Multiple and noncommensurable measures of information, 4.
- Guyon, É., Hulin, J., Petit, L., 2012. *Hydrodynamique physique*. Savoirs actuels. Série Physique. EDP sciences.  
URL <https://books.google.fr/books?id=A4m3kgEACAAJ>
- Guyot, J.-L., Molinier, M., Guimaraes, V., Cudo, K., Oliveira, E. d., 1994. Nouveautés sur les débits monstrueux de l'Amazonie... *Dossiers de la Revue de Géographie Alpine*, 77–83.  
URL <http://www.documentation.ird.fr/hor/fdi:41289>
- Hauet, A., 2009. Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par large-scale particle image velocimetry. *La Houille Blanche*, 80–851.  
URL <http://dx.doi.org/10.1051/lhb:2009009>
- Hingray, B., Picouet, C., Musy, A., 2009. *Hydrologie : Une science pour l'ingénieur*. Science & ingénierie de l'environnement. Presses polytechniques et universitaires romandes.  
URL [https://books.google.fr/books?id=M4\\_5kvNXgw0C](https://books.google.fr/books?id=M4_5kvNXgw0C)

- Honnorat, M., Lai, X., le Dimet, F.-X., Monnier, J., 2006. Variational data assimilation for 2D fluvial hydraulics simulation. CMWR XVI-Computational Methods for Water Resources. Copenhagen, june 2006. Pearl river test case.
- Honnorat, M., Monnier, J., Dimet, F.-X., 2009. Lagrangian data assimilation for river hydraulics simulations. Computing and Visualization in Science 12 (5), 235–246.  
URL <http://dx.doi.org/10.1007/s00791-008-0089-x>
- Honnorat, M., Monnier, J., Riviere, N., Huot, E., Le Dimet, F.-X., 2010. Identification of equivalent topography in an open channel flow using lagrangian data assimilation. Computing and Visualization in Science 13 (3), 111–119.  
URL <http://dx.doi.org/10.1007/s00791-009-0130-8>
- IPCC, 2017. Changement climatique et ressources en eau par système et par domaine. Tech. rep., IPCC.
- Jowett, I. G., 1999. Hydraulic geometry of new zealand rivers and its use as a preliminary method of habitat assessment. Regulated Rivers : Research & Management 14 (5), 451–466.  
URL <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/%28SICI%291099-1646%281998090%2914%3A5%3C451%3A%3AAID-RRR512%3E3.0.CO%3B2-1>
- Karman, T. V., 1934. Turbulence and skin friction. Journal of the Aeronautical Sciences.
- Kim, S.-C., Friedrichs, C., Maa, J., Wright, L., 06 2000. Estimating bottom stress in tidal boundary layer from acoustic doppler velocimeter data. Journal of Hydraulic Engineering-asce - J HYDRAUL ENG-ASCE 126.
- Koblinsky, C. J., Clarke, R. T., Brenner, A. C., Frey, H., 1993. Measurement of river level variations with satellite altimetry. Water Resources Research 29 (6), 1839–1848.  
URL <http://dx.doi.org/10.1029/93WR00542>
- Kouraev, A. V., Zakharova, E. A., Samain, O., Mognard, N. M., Cazenave, A., 2004. Ob' river discharge from topex/poseidon satellite altimetry (1992?2002). Remote Sensing of Environment 93 (1?2), 238 – 245.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0034425704002184>
- Lai, X., Monnier, J., 2009. Assimilation of spatially distributed water levels into a shallow-water flood model. part i : Mathematical method and test case. Journal of Hydrology 377, 1–11, 1-2.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169409004508>

- Laimé, M., 2015. Le Dossier de l'eau. Pénurie, pollution, corruption. L'Épreuve des faits. Le Seuil.  
URL <https://books.google.fr/books?id=QNyeCgAAQBAJ>
- Larnier, K., 2006. Modélisation du transfert de subsurface pour les crues à cinétique rapide rapport de master II.
- Larnier, K., 2010. Modélisation thermohydraulique d'un tronçon de Garonne en lien avec l'habitat piscicole : approches statistique et déterministe. Ph.D. thesis, Toulouse.
- Larnier, K., Monnier, J., Garambois, P.-A., Verley, J., 2018. River discharge and bathymetry estimations from swot altimetry measurements. revised.
- Le Dimet, F.-X., Talagrand, O., 1986. Variational algorithms for analysis and assimilation of meteorological observations : theoretical aspects. *Tellus A* 38, 97.
- LeFavour, G., Alsdorf, D., 2005. Water slope and discharge in the Amazon river estimated using the shuttle radar topography mission digital elevation model. *Geophysical Research Letters* 32 (17).  
URL <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1029/2005GL023836>
- Leon, J., Calmant, S., Seyler, F., Bonnet, M.-P., Cauhope, M., Frappart, F., Filizola, N., Fraizy, P., 2006. Rating curves and estimation of average water depth at the upper Negro river based on satellite altimeter data and modeled discharges. *Journal of Hydrology* 328, 481 – 496, the {ICWRER} - Symposium in Dresden, Germany.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169406000163>
- Leopold, L. B., Maddock, T., 1953. The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. *U.S. Geol. Surv. Prof. Paper* 252, 57.
- Leroux, D., Pellarin, T., 2016. 11 - remote sensing data assimilation : Applications to catchment hydrology. In : Baghdadi, N., Zribi, M. (Eds.), *Land Surface Remote Sensing in Continental Hydrology*. Elsevier, pp. 363 – 399.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/B9781785481048500115>
- Maillard, P., Calmant, S., 2013. Spatial processing techniques for satellite altimetry applications in continental hydrology. *Proc SPIE*. 8887.
- Mallat, S., 2008. *A Wavelet Tour of Signal Processing, Third Edition : The Sparse Way*, 3rd Edition. Academic Press, Inc., Orlando, FL, USA.

- Margat, J., 2008. Exploitations et utilisations des eaux souterraines dans le monde. UNESCO et BRGM. 52.
- Marin, J., Monnier, J., Sep. 2009. Superposition of local zoom model and simultaneous calibration for 1D-2D shallow water flows. *Mathematics and Computers in Simulation* 80 (3), 547–560.  
URL <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00908223>
- Meade, R. H., Rayol, J. M., Da Conceição, S. C., Natividade, J. R. G., Sep 1991. Backwater effects in the amazon river basin of brazil. *Environmental Geology and Water Sciences* 18 (2), 105–114.  
URL <https://doi.org/10.1007/BF01704664>
- Medeiros Moreira, D., 2016. Apport des données de geodesie spatiale pour l'étude du bassin hydrologique amazonien. Ph.D. thesis, these de doctorat dirigee par Calmant, Stephane et Perosanz, Felix.  
URL <http://www.theses.fr/2016TOU30372>
- Milliman, J. D., Farnsworth, K. L., 2011. *River Discharge to the Coastal Ocean : A Global Synthesis*. Cambridge University Press.
- Moglen, G., 2017. Parsimonious mathematical characterization of channel shape and size. *Journal Hydrologic Engineering*.
- Monnier, J., Couderc, F., Dartus, D., Larnier, K., Madec, R., Vila, J.-P., 2016. Inverse algorithms for 2d shallow water equations in presence of wet dry fronts : Application to flood plain dynamics. *Advances in Water Resources* 97 (Supplement C), 11 – 24.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0309170816302214>
- Munier, S., Polebistki, A., Brown, C., Belaud, G., Lettenmaier, D. P., 2015. Swot data assimilation for operational reservoir management on the upper niger river basin. *Water Resources Research* 51 (1), 554–575.  
URL <http://dx.doi.org/10.1002/2014WR016157>
- Musy, A., Higy, C., 2004a. *Hydrologie : une science de la nature*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- Musy, A., Higy, C., 2004b. *Hydrologie : Une science de la nature*. Collection Gérer l'environnement. Presses polytechniques et universitaires romandes.  
URL <https://books.google.fr/books?id=LwsFGPWyy7sC>

- Navratil, O., 2005. Débit de pleins bords et géométrie hydraulique : une description synthétique de la morphologie des cours d'eau pour relier le bassin versant et les habitats aquatiques. Ph.D. thesis, thèse de doctorat dirigée par Grésillon, Jean-Michel et Albert, Marie-Bernadette Mécaniques des milieux géophysiques et environnement Grenoble INPG 2005.  
URL <http://www.theses.fr/2005INPG0031>
- Negrel, J., 2011. Estimation du débit des fleuves à partir de mesures satellitaires des variables de surface sans mesures in situ. Ph.D. thesis, CEMAGREF Montpellier.
- Nikora, N., Nikora, V., ODonoghue, T., 10 2013. Velocity profiles in vegetated open-channel flows : combined effects of multiple mechanisms. *Journal of Hydraulic Engineering* 139 (10), 1021–1032.
- Oki, T., Kanae, S., 2006. Global hydrological cycles and world water resources. *Science* 313 5790, 1068–72.
- O'Loughlin, F., Trigg, M. A., Schumann, G. J.-P., Bates, P. D., 2013. Hydraulic characterization of the middle reach of the congo river. *Water Resources Research* 49 (8), 5059–5070.  
URL <http://dx.doi.org/10.1002/wrcr.20398>
- OMS, 2018. Eau, assainissement et santé. Tech. rep., OMS.  
URL [http://www.who.int/water\\_sanitation\\_health/facts\\_figures/fr/](http://www.who.int/water_sanitation_health/facts_figures/fr/)
- Paiva, R. C. D., Collischonn, W., Bonnet, M.-P., de Gonçalves, L. G. G., Calmant, S., Getirana, A., Santos da Silva, J., 2013. Assimilating in situ and radar altimetry data into a large-scale hydrologic-hydrodynamic model for streamflow forecast in the amazon. *Hydrology and Earth System Sciences* 17 (7), 2929–2946.  
URL <https://www.hydrol-earth-syst-sci.net/17/2929/2013/>
- Panchang, V. G., O'Brien, J. J., 1989. On the determination of hydraulic model parameters using the adjoint state formulation. *Modelling marine systems*, 6–18.  
URL <https://www.taylorfrancis.com/books/e/9781351083140/chapters/10.1201%2F9781351074698-2>
- Papa, F., Prigent, C., Aires, F., Jimenez, C., Rossow, W., Matthews, E., 2010. Interannual variability of surface water extent at the global scale, 1993–2004. *Journal of Geophysical Research : Atmospheres* (1984–2012) 115 (D12).
- Paris, A., 2015. Utilisation conjointe de données d'altimétrie satellitaire et de modélisation pour le calcul des débits distribués dans le bassin amazonien. Ph.D. thesis, these

- de doctorat dirigée par Calmant, Stéphane et Collischonn, Walter Hydrologie, hydrochimie, sol, environnement Toulouse 3 2015.  
URL <http://www.theses.fr/2015TOU30203>
- Paris, A., Paiva, R. C., Santos Da Silva, J., Moreira, D., Calmant, S., Garambois, P.-A., Collischonn, W., Bonnet, M.-P., Seyler, F., 2016. Stage-discharge rating curves based on satellite altimetry and modelled discharge in the amazon basin. *Water Resources Research*.
- Park, E., Latrubesse, E. M., 2014. Modeling suspended sediment distribution patterns of the amazon river using modis data. *Remote Sensing of Environment* 147, 232 – 242.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0034425714000844>
- Paul, S., Ducher, G., Jobard, I., Latache, C.-H., Lenco, M., 1997. Terminologie de télédétection et photogrammétrie. Conseil international de la langue française, Paris.
- Pekel, J.-F., Cottam, A., Gorelick, N., Belward, A. S., 2016. High-resolution mapping of global surface water and its long-term changes. *Nature* 540, 418–422.
- Perrin, C., 2000. Vers une amélioration d'un modèle global pluie-débit au travers d'une approche comparative. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France.
- Petit, O., Jun. 2004. La surexploitation des eaux souterraines : enjeux et gouvernance. *Natures Sciences Sociétés* 12 (2), 146–156.  
URL <https://hal-univ-artois.archives-ouvertes.fr/hal-00387211>
- Petitjean, O., 2010. Les conséquences du changement climatique sur les ressources en eau. Ritimo - Réseau d'information et de documentation sur le développement durable et la solidarité internationale.  
URL <https://www.partagedeseaux.info/Les-consequences-du-changement-climatique-sur-l>
- Prandtl, L., 1935. The mechanics of viscous fluids. *Aerodynamic Theory*, Springer, Berlin.
- Remy, F., Mazzega, P., Houry, S., Brossier, C., Minster, J., 1989. Mapping of the topography of continental ice by inversion of satellite-altimeter data. *Journal of Glaciology* 35 (119), 98–107.
- Ricci, S., Piacentini, A., Thual, O., Le Pape, E., Jonville, G., 2011. Correction of upstream flow and hydraulic state with data assimilation in the context of flood forecasting. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 15, 3555–3575, 11.  
URL <http://www.hydrol-earth-syst-sci.net/15/3555/2011/http://www.hydrol-earth-syst-sci.net/15/3555/2011/hess-15-3555-2011.pdf>

- Richard, V., 2009. La place des organismes interétatiques de bassin dans la gouvernance de l'eau partagée. *Vertigo - la revue électronique en sciences de l'environnement*.  
URL <http://journals.openedition.org/vertigo/8882>
- Ridley, J. K., Partington, K. C., 1988. A model of satellite radar altimeter return from ice sheets. *International Journal of Remote Sensing* 9 (4), 601–624.  
URL <https://doi.org/10.1080/01431168808954881>
- Rodrigues, S., 2012. Morphodynamique et transport solide en rivière : du terrain aux modèles.
- Rodriguez, E., 2016. Surface water and ocean topography mission (swot) project, science requirements document. Tech. rep., National Aeronautics and Space Administration, Jet Propulsion Laboratory, California Institute of Technology.  
URL [https://swot.jpl.nasa.gov/docs/D-61923\\_SRD\\_Rev\\_A\\_20160318.pdf](https://swot.jpl.nasa.gov/docs/D-61923_SRD_Rev_A_20160318.pdf)
- Rogers, W., 2014. Central valley floodplain evaluation and delineation, subtask 5, combined sacramento river system model technical 841 memorandum. California Department of Water Resources.
- Rogov, M., 2014. Database of the aral sea. Tech. rep., Cawater info.  
URL [http://www.cawater-info.net/arak/data/index\\_e.htm](http://www.cawater-info.net/arak/data/index_e.htm)
- Roux, H., 2004. Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse, Toulouse, France.
- Roux, H., Dartus, D., 2006. Use of parameter optimization to estimate a flood wave : Potential applications to remote sensing of rivers. *J. of Hydrology* 328, 258–266.
- Samuels, P. G., 1989. Backwater length in rivers. *Proc. Inst. Civil Eng.* 87.
- Sanders, B. F., Katopodes, N. D., 1999. Control of canal flow by adjoint sensitivity method.
- Santos da Silva, J., Calmant, S., Seyler, F., Correa Rotunno Filho, O., Cochonneau, G., Mansur, W., 2010a. Water levels in the amazon basin derived from the {ERS} 2 and {ENVISAT} radar altimetry missions. *Remote Sensing of Environment* 114 (10), 2160 – 2181.  
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0034425710001331>
- Santos da Silva, J., Calmant, S., Seyler, F., Correa Rotunno Filho, O., Cochonneau, G., Mansur, W. J., 2010b. Water levels in the amazon basin derived from the {ERS} 2 and {ENVISAT} radar altimetry missions. *Remote Sensing of Environment* 114 (10), 2160 –

2181.

URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0034425710001331>

Simeoni-Sauvage, S., 1999. Modélisation hydrobiogéochimique de la garonne a l'étiage estival : cas de l'azote entre toulouse et agen (120 kilomèlres). Ph.D. thesis, Toulouse, INPT.

Skoien, J. O., Blöschl, G., Western, A. W., 2003. Characteristic space scales and timescales in hydrology. *Water Resources Research* 39 (10).

URL <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1029/2002WR001736>

Smith, L. C., Pavelsky, T. M., 2008. Estimation of river discharge, propagation speed, and hydraulic geometry from space : Lena river, siberia. *Water Resources Research* 44 (3).

URL <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1029/2007WR006133>

Tarpanelli, A., Brocca, L., Melone, F., Moramarco, T., 2012. Hydraulic modelling calibration in small rivers by using coarse resolution synthetic aperture radar imagery. *Hydrological Processes* 27 (9), 1321–1330.

URL <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.9550>

Tarpanelli, A., Santi, E., Tourian, M. J., Filippucci, P., Amarnath, G., Brocca, L., 2018. Daily river discharge estimates by merging satellite optical sensors and radar altimetry through artificial neural network. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 1–13.

Thual, O., 2010. *Hydrodynamique de l'environnement*, ed. de l'épolytechnique Edition.

Todini, E., 07 1988. Rainfall-runoff modeling â past, present and future 100, 341–352.

UNESCO, 2015. *L'eau dans un monde durable*.

URL <http://unesdoc.unesco.org/images/0023/002322/232273f.pdf>

Weber, J., Menendez, A., 06 2004. Performance of lateral velocity distribution models for compound channel. *River Flow 2004, Proc., 2nd Int. Conf. on Fluvial Hydraulics* 1.

Yoon, Y., Durand, M., Merry, C. J., Clark, E. A., Andreadis, K. M., Alsdorf, D. E., 2012. Estimating river bathymetry from data assimilation of synthetic {SWOT} measurements. *Journal of Hydrology* 464 - 465 (0), 363 – 375.

URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169412006294>

Zakharova, E. A., Kouraev, A. V., Cazenave, A., Seyler, F., 2006. Amazon river discharge estimated from topex/poseidon altimetry. *Comptes Rendus Geoscience* 338 (3), 188 –

196.

URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003226>